Énergie, Mines et Ressources Canada
Energy, Mines and Resources Canada

CANMET

Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie
Canada Centre for Mineral and Energy Technology

Matériaux complémentaires en cimentation

POUR LE BÉTON

Rédacteur:

V. M. Malhotra

Canada

Couverture de la photo:

Vue aérienne d'une nouvelle installation de laitier granulé de haut-fourneau à Blind River (Ontario) (à titre gracieux de : Reiss Lime Company of Canada Limited, Blind River, Ontario)

Matériaux complémentaires en cimentation

POUR LE BÉTON

Rédacteur:

V. M. Malhotra

89-06206/

©Ministre des Approvisionnements et Services Canada 1989

En vente au Canada par l'entremise des

Librairies associées
et autres libraires

ou par la poste auprès du

Centre d'édition du gouvernement du Canada
Approvisionnements et Services Canada
Ottawa (Canada) K1A 0S9

N° de catalogue M38-15/86-8F
ISBN 0-660-92665-2

AVANT-PROPOS

Depuis plus de trente ans, le Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie (CANMET), organisme du ministère de l'Énergie, des Mines et des Ressources, a joué, au Canada, un rôle important sur le plan de la recherche et du développement relatifs aux agrégats, ciments et bétons. Ces dernières années, le Ministère s'est intéressé davantage à la recherche sur les matériaux complémentaires en cimentation pour le béton. L'utilisation de pouzzolanes et de laitiers comme substituts du ciment dans le béton contribue non seulement à des économies d'énergie, le ciment étant un matériau dont la fabrication est onéreuse, mais également, à régler le problème que pose l'élimination des sous-produits. CANMET entretient des rapports étroits avec les industries du ciment et du béton de façon à effectuer des transferts technologiques efficacement. La participation de CANMET s'est manifesté à l'échelle nationale et internationale. En collaboration avec l'American Institute and Canadian Society for Civil Engineering, CANMET a parrainé des séminaires, ateliers et conférences au Canada et en Europe. Ces réunions ont donné l'occasion aux représentants de l'industrie, des universités et des organismes gouvernementaux de se rencontrer et de partager l'information la plus récente sur les matériaux complémentaires en cimentation, d'explorer des secteurs nouveaux où des activités de recherche s'imposent et d'encourager l'utilisation courante des nouveaux matériaux dans les constructions civiles.

Nous espérons que la publication du présent volume servira à mieux faire connaître la nouvelle technologie et persuadera les industries du ciment et du béton des mérites de son utilisation.

W.G. Jeffery
Directeur général
CANMET

le 30 mars 1987

FOREWORD

The Canada Centre for Mineral and Energy Technology (CANMET) of the Department of Energy, Mines and Resources has played a prominent role in Canada for more than 30 years in the research and development associated with aggregates, cements and concretes. In recent years, the department has become involved increasingly in research in supplementary cementing materials. The use of pozzolans and slags as replacement for cement in concrete not only contributes to the energy conservation, because cement is one of the most energy intensive materials, but also helps towards the solving, to a degree, of the disposal problem of the by-product materials. CANMET maintains very close liaison with the cement and concrete industry in order to transfer technology effectively and promptly. Also CANMET, in association with the American Concrete Institute and Canadian Society for Civil Engineering, has been active in sponsoring national and international seminars, workshops and conferences in Canada and Europe to bring together representatives from industry, universities, and government agencies to present the latest information on supplementary cementing materials, to explore new areas of needed research, and to encourage the wide use of these materials in civil engineering construction.

It is hoped that the publication of this volume will contribute to a better understanding of new technology and will encourage its use by the cement and concrete industry.

W.G. Jeffery
Director General
CANMET
March 30, 1987

PRÉFACE

Le présent volume rassemble sept articles détaillés sur l'état d'avancement des connaissances concernant les matériaux complémentaires du ciment utilisés dans le béton. Des experts de réputation internationale, provenant du Canada, de la Norvège et des États-Unis, ont été invités à rédiger des articles sur le sujet.

Le volume débute avec un article portant sur les pouzzolanes naturels, un matériau qui est utilisé depuis plus de deux milles ans. Il est suivi par un article sur les cendres volantes, un sous-produit pouzzolanique qui est tiré de la combustion dans les centrales thermiques du charbon pulvérisé et dont l'utilisation dans le béton est de plus en plus acceptée à travers le monde. Le troisième article traite d'une revue mondiale d'un matériau relativement nouveau connu sous le nom de fumée de silice condensée. Ce matériau est hautement pouzzolanique et est un sous-produit provenant de la réduction de quartz très pur avec du charbon dans des fournaises à arc électrique, lors de la production de silicium et d'alliages au silicium. Les quatre articles suivant discutent des laitiers ferreux et non-ferreux. Les laitiers de haut-fourneau granulés et broyés, malgré le fait qu'ils sont utilisés en Europe depuis plus de 75 ans, sont relativement nouveaux en Amérique du nord et présentent un grand potentiel pour utilisation dans les bétons. Les laitiers non-ferreux, en particulier ceux de cuivre, de zinc et de plomb, sont très intéressants pour le Canada à cause des grandes quantités disponibles dans le pays.

L'éditeur souhaite remercier les auteurs pour l'aspect détaillé de leurs articles et pour le respect des échéances d'imprimerie qu'ils ont su respecter. Ajoutons un merci particulier à Mme M. Close de la Division de l'information technologique, CANMET, et à Mme V. Sivasundaram des Laboratoires des sciences minérales, CANMET, pour son aide dans la révision de plusieurs articles.

V.M. Malhotra
Editeur
Mars 1987

PREFACE

This volume brings together seven comprehensive state-of-the-art papers on supplementary cementing materials for use in concrete. Internationally recognized experts from Canada, Norway and the United States were invited to contribute papers on the subject.

The book opens with a paper on natural pozzolans, a material which has been in use for over 2000 years. This is followed by a paper on fly ash, a pozzolanic by-product of the combustion of pulverized coal in thermal power stations, which is finding increasing acceptance for use in concrete the world over. The third paper deals with a worldwide review of a relatively new material known as condensed silica fume. This material is highly pozzolanic and is a by-product resulting from the reduction of high purity quartz with coal in electric arc furnaces in the production of silicon and silicon alloys. The next four papers deal with ferrous and non-ferrous slags. The ground granulated blast-furnace slags, though in use in Europe for over seventy-five years, are relatively new in North America and offer great potential for use in concrete. The non-ferrous slags, particularly copper, zinc, and lead slags, are of interest to Canada because of the large volumes available in the country.

The editor wishes to thank the authors for the comprehensive nature of their papers, and for their co-operation in meeting the printer deadlines. Particular thanks are extended to Ms. M. Close of the Technical Information Division, CANMET, for the processing of this publication, and to Ms. V. Sivasundaram of Mineral Sciences Laboratories, CANMET, for her assistance in reviewing several of the contributions.

V.M. Malhotra
Editor
March 1987

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1 POUZZOLANES NATURELLES

P.K. Mehta

1. INTRODUCTION 3
2. HISTORIQUE DE L'UTILISATION DE POUZZOLANES NATURELLES DANS LE MONDE 5
3. CLASSIFICATION ET COMPOSITION 8
   - Verre volcanique 9
   - Tuf volcanique 11
   - Argile ou schiste argileux calcinés 13
   - Silice opaline 13
4. ACTIVATION DE POUZZOLANES BRUTES PAR TRAITEMENT THERMIQUE 15
5. EFFET POUZZOLANIQUE 17
6. MANIFESTATIONS CHIMIQUE ET PHYSIQUE DE L'EFFET POUZZOLANIQUE 18
7. PRESCRIPTIONS ET MÉTHODES D'ESSAI 21
   - Exigences chimiques 22
   - Exigences physiques 23
8. PROPRIÉTÉS DU BÉTON RENFERMANT DES POUZZOLANES NATURELLES 24
   - Temps de prise 24
   - Ressuage 25
   - Chaleur d'hydratation 25
   - Résistance mécanique 26
   - Résistance aux sulfates 29
   - Résistance à l'expansion alcali-silice 33
   - Résistance au gel 34
   - Retrait au séchage 34
9. PERSPECTIVES D'UTILISATION DE POUZZOLANES NATURELLES 36

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 2 UTILISATION DES CENDRES VOLANTES DANS LA PRÉPARATION DU BÉTON

E. E. Berry et V. M. Malhotra

1. INTRODUCTION 41
2. DOSAGE DES BÉTONS RENFERMANT DES CENDRES VOLANTES 44
3. EFFETS DES CENDRES VOLANTES SUR LES PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS 51
   - Effet des cendres volantes sur le temps de prise de béton de ciment portland 55
   - Effet des cendres volantes sur la maniabilité et le ressuage des bétons et sur la quantité d'eau nécessaire à leur préparation 57
   - Effet des cendres volantes sur l'élévation de température du béton frais 63
   - Effets des cendres volantes sur l'entraînement d'air dans le béton frais 68

4. EFFETS DES CENDRES VOLANTES SUR LES PROPRIÉTÉS STRUCTURALES DU BÉTON DURCI 71
Évolution de la résistance dans le béton aux cendres volantes 73
Effet des cendres volantes sur les propriétés élastiques du béton 82
Effet des cendres volantes sur les propriétés de fluage du béton 83
Effet des cendres volantes sur les variations volumétriques indépendantes de la charge dans le béton 85
5. UTILISATION DES CENDRES VOLANTES DANS LES BÉTONS DESTINÉS À DES APPLICATIONS SPÉCIALES 89
Bétons à résistance élevée 90
Béton compacté au rouleau 94
6. BÉTON AUX CENDRES VOLANTES RENFERMANT DES ADJUVANTS CHIMIQUES ET DES SOUS-PRODUITS MINÉRAUX 97
Adjuvants chimiques 97
Sous-produits minéraux 110
7. EFFETS DES CENDRES VOLANTES SUR LA DURABILITÉ DU BÉTON 112
Effets des cendres volantes sur la perméabilité du béton 113
Effets des cendres volantes sur la carbonatation du béton 116
Effets des cendres volantes sur la durabilité du béton exposé à des cycles répétés de gel-dégel 120
Effets des cendres volantes sur la durabilité du béton exposé à des températures élevées 124
Abrasion et érosion du béton aux cendres volantes 126
Effets des cendres volantes sur la durabilité du béton exposé à l'attaque d'agents chimiques 126
Effets des cendres volantes sur la résistance aux sulfates du béton 128
Effets des cendres volantes sur les réactions alcali-granulat dans le béton 137
Effets des cendres volantes sur la corrosion de l'acier d'armature dans le béton 147
Effets des cendres volantes sur le béton exposé à l'eau de mer 150
8. NORMES ET PRESCRIPTION VISANT L'UTILISATION DE CENDRES VOLANTES DANS LE BÉTON 151
Nature des prescriptions visant les cendres volantes dans le béton 156
Exigences en matière de rendement 160
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 3 LES FUMÉES DE SILICES CONDENSÉES DANS LA FABRICATION DU BÉTON : UNE ÉTUDE MONDIALE

E. J. Sellevold et T. Nilsen

1. INTRODUCTION 185
2. POUZZOLANICITÉ ET EFFET DE REMPLISSAGE 187
Réactivité et produits de réaction 187
Structure des pores 192
Conclusion : pouzzolanicité et effet de remplissage 194
3. BÉTON FRAIS 195
Besoins en eau 195
Couleur du béton 198
Cohésivité et stabilité 198
Retrait plastique 199
Temps de prise 199
Conclusion : béton frais 200

4. BÉTON DURCI — AUGMENTATION DE LA RÉSISTANCE 200
Effets de la température 200
Dégagement de chaleur 208
Conclusion : béton durci — augmentation de la résistance 208
5. BÉTON DURCI — PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES 209
Résistance à la compression 209
Résistance à la traction et à la flexion 212
Fragilité et module d'élasticité 214
Combinaisons de cendres volantes et de FSC 216
Propriétés liantes 220
Retrait 221
Fluage 225
Résistance au feu 225
Résistance à l'abrasion et à l'érosion 226
Conclusion : propriétés mécaniques 226
6. BÉTON DURCI — DURABILITÉ 227
Perméabilité 227
Essais de séchage 228
Perméabilité à l'eau 228
Conclusion : perméabilité 231
Résistance au gel 231
Entraînement d'air 232
Humidité 234
Essais de résistance au gel 238
Conclusion : résistance au gel 240
Résistance aux aggressions chimiques 241
Lessivage et efflorescence 241
Résistance aux sulfates 242
Réactions alcali-granulat 244
Autres agents chimiques 247
Conclusion : résistance aux aggressions chimiques 248
7. CORROSION DE L'ARMATURE 248
pH : réaction pouzzolanique et carbonatation 248
Chlorures 254
Taux de corrosion 256
Conclusion : corrosion 258
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 4 LA RÉACTIVITÉ ET LES PRODUITS D'HYDRATATION DU LAITIER DE HAUT FOURNEAU

R. D. Hooton

1. INTRODUCTION 277
2. LAITIER FERREUX DE HAUT FOURNEAU 277
Fabrication et traitement 277
Laitier refroidi à l'air 280
Mousse de laitier 280
Laitier granulé à l'eau 281
Laitier réduit en boulettes 283
3. FACTEURS INFLUANT SUR L'HYDRAULICITÉ DU LAITIER 285
Degré de vitrification 286
Composition chimique 292
Composition minéralogique 296
Finesse du broyage 297
Activation des verres de laitier 299

4. RÉACTIVITÉ DU LAITIER AUTOCLAVÉ 300
Cycles d'autoclavage 300
Utilisation et avantages de l'autoclavage 301
Reactions en autoclavé 303
5. ÉTUDES PORTANT SUR LE LAITIER AUTOCLAVÉ 303
Verres synthétiques et laitiers non activés 304
Laitiers activés par du gypse 305
Laitiers activés par de la chaux et du quartz 305
Laitier activé par du ciment portland et du quartz 307
Laitier activé par du quartz 312
6. CONCLUSIONS 314
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 5 PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS ET DU BÉTON DURCI RENFERMANT DU LAITIER DE HAUT FOURNEAU GRANULÉ ET BROYÉ

V. M. Malhotra

1. INTRODUCTION 329
2. DOSAGE DES MÉLANGES ET PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS 330
Dosage des mélanges 330
Temps de prise 330
Ressuage 331
Dosage des adjuvants entraîneurs d'air 335
Dosage des superplastifiants 336
Affaissement et ouvrabilité 337
Taux de perte d'affaissement et de perte d'air entraîné 338
3. PROPRIÉTÉ DU BÉTON DURCI 340
Couleur 340
Cure 340
Résistance à la compression 340
Résistance à la flexion 352
Module d'élasticité 352
Retrait dû au séchage 358
Fluage 358
Perméabilité 362
Élévation de température 362
Normes et prescription 363
4. CONCLUSION 368
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 6 MORTIER DE CIMENT AU LAITIER ET BÉTON DE LAITIER : CARACTÉRISTIQUES ET DURABILITÉ

E. Douglas

1. INTRODUCTION 375
2. RÉSISTANCE AUX SULFATES 375
3. RÉSISTANCE À L'EAU DE MER 386
4. RÉDUCTION DE LA DILATATION DUE À LA RÉACTION ALCALI-SILICE 391
5. RÉSISTANCE AUX CYCLES DE GEL-DÉGEL RÉPÉTÉS 395
6. CARBONATATION 401
7. CONCLUSION 406
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 7 EXAMEN DES PROPRIÉTÉS ET DE L'ACQUISITION DE RÉSISTANCE DES LIANTS DE CIMENT PORTLAND–LAITIER NON FERREUX

E. Douglas et V. M. Malhotra

1 INTRODUCTION 415
2. NATURE DES LAITIERS NON FERREUX 418
Composition chimique 418
Teneur en verre 418
3. PROPRIÉTÉS DES LAITIERS NON FERREUX 422
Friabilité 422
Activité pouzzolanique 427
Effet de la teneur en verre sur l'activité pouzzolanique 431
Effet de la finesse sur l'activité pouzzolanique 432
4. HYDRATATION DES LAITIERS NON FERREUX 442
5. ACQUISITION DE RÉSISTANCE DANS LES REMBLAIS DE MINE RENFERMANT DESLAITIERS NON FERREUX 444
6. ACQUISITION DE RÉSISTANCE DES MORTIERS ET DU BÉTON RENFERMANT DES LAITIERS NON FERREUX 448
Effet de la teneur en verre sur l'acquisition de résistance 456
Effet de la finesse sur l'acquisition de résistance 458
Effet de la teneur en laitier sur l'acquisition de résistance 465
Effet des activants sur l'acquisition de résistance 465
7. DURABILITÉ DES MORTIERS RENFERMANT DES LAITIERS NON FERREUX 468
8. CONCLUSION 468
Proposition de recherches 468
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 1

POUZZOLANES NATURELLES

P.K. Mehta
Faculté de génie civil
Université de la Californie
Berkeley, Californie, États-Unis

1. INTRODUCTION

En Colombie, l'éruption d'un volcan a récemment provoqué la mort de plus de 20 000 personnes, ce qui démontre bien l'effet très destructeur que peuvent avoir les éruptions volcaniques. En mai 1980, l'éruption du mont St. Helens, dans l'État de Washington, a ravagé 500 kilomètres carrés de forêts, de cours d'eau et de lacs. Environ 400 millions de tonnes métriques de cendres et de roches volcaniques se sont répandues dans l'environnement et le ciel du nord-ouest des États-Unis a été couvert de nuages de cendres pendant plusieurs jours.

En Italie, le mont Vésuve fut en l'an 79 de notre ère le siège d'une éruption d'une violence comparable, qui engloutit Herculanum, Pompéi et de nombreuses autres villes situées le long de la baie de Naples, alors que les cendres, la pierre ponce et la boue semaient mort et destruction sur une vaste échelle. En l'an 1 500 av. J.-C., une violente éruption volcanique dans l'île grecque de Santorin produisit de telles quantités de lave et de cendres que des vagues de 80 à 100 mètres s'élevèrent alors sur la mer Égée, ce qui entraîna la destruction complète de la civilisation très avancée dite minoenne.

Les effets des éruptions volcaniques ne sont pas toujours néfastes. Dans des conditions hydrothermiques, les cendres volcaniques se transforment d'abord en tuf zéolitique, puis en minéraux argileux, lesquels représentent des constituants des terres agricoles. En outre, il y a longtemps qu'on a découvert que les cendres volcaniques ou le tuf pulvérisé mélangés avec de la chaux produisent du silicate de calcium hydraté, qui possède des propriétés non seulement liantes, mais aussi hydrauliques (c'est-à-dire qu'il résiste à l'eau). Des constructions érigées en Grèce et en Italie au cours de l'Antiquité démontrent bien la durabilité des ciments contenant de la pouzzolane et de la chaux.

Pour la construction d'aqueducs, de ponts, d'édifices et de murs de soutènement de quais, les Romains se servaient beaucoup d'un tuf zéolitique qu'ils trouvaient au pied du mont Vésuve, à Pouzzolles, d'où le nom de *pouzzolane* sous lequel était alors connu ce matériau. Lorsque des matériaux semblables qui réagissaient avec la chaux furent découverts en Allemagne, en France, en Espagne et dans d'autres parties du monde, le terme pouzzolane fut employé pour désigner tout matériau, quelle que soit son origine géologique, qui formait par mélange avec de la chaux un produit liant. Jusqu'à l'invention des ciments de silicates de calcium (ciments Portland) au XIX^{e} siècle, les mélanges pouzzolane-chaux constituaient les principaux matériaux liants utilisés à l'échelle mondiale pour les travaux de maçonnerie et les structures hydrauliques.

Contrairement au verre volcanique et au tuf zéolitique, les minéraux argileux ne réagissent pas facilement avec la chaux, à moins qu'ils aient perdu leur structure cristalline sous l'action de la chaleur. Ainsi, la contrainte géographique liée à la production de ciments pouzzolane-chaux a été éliminée lorsqu'il est apparu évident que les pouzzolanes pouvait être obtenues par traitement thermique d'argiles et de schistes argileux non pouzzolaniques. En outre, on s'est aperçu que la terre à diatomées, composée de silice opaline ou de silice amorphe hydratée, possédait aussi d'excellentes propriétés pouzzolaniques. Toutefois, celle-ci est d'ordinaire contaminée par de l'argile et doit être soumise à une calcination afin d'accroître sa réactivité avec la chaux.

Selon la norme de l'ASTM C 618, la pouzzolane se définit comme étant un matériau siliceux ou un matériau siliceux et alumineux qui ne possède par lui-même aucune ou à peu près aucune valeur liante mais qui, sous forme de poudre très fine et en présence d'humidité, réagit chimiquement avec l'hydroxyde de calcium à des *températures ordinaires* pour former des composés possédant des propriétés liantes. D'après cette définition, le sable de quartzite ordinaire ne constitue pas une pouzzolane, car les mélanges de sable pulvérisé et de chaux ne peuvent former un produit liant sans avoir d'abord subi un traitement hydrothermique. Cependant, plusieurs sous-produits industriels tels les cendres volantes, la cendre de balle de riz ou les fumées de silice condensées, qui peuvent réagir avec la chaux à une température ordinaire sont considérés comme des pouzzolanes.

Depuis l'invention du ciment Portland au XIX^{e} siècle, les mélanges pouzzolane-chaux sont rarement utilisés dans la fabrication de béton armé, car le temps de prise et de durcissement est beaucoup plus court avec le ciment Portland qu'avec ces mélanges. Le ciment Portland renferme en majeure partie des silicates tricalcique et bicalcique, lesquels produisent au cours de l'hydratation du silicate de calcium hydraté et de l'hydroxyde de calcium. Puisque l'hydroxyde de calcium ne constitue pas un matériau liant, il ne peut en devenir un que si l'on ajoute une pouzzolane au mélange de béton. À cette fin, il est possible de mélanger la pouzzolane avec le ciment Portland ou de se servir de la pouzzolane à titre d'adjuvant incorporé directement au béton.

Peu importe le mode d'utilisation de la pouzzolane, l'effet pouzzolanique et les avantages qu'on en retire demeurent les mêmes. Parmi les principaux avantages techniques liés à l'emploi de la pouzzolane dans le béton de ciment Portland, mentionnons une maniabilité accrue, une réduction de la chaleur d'hydratation et des risques de fissuration sous l'effet de la dilatation thermique, une meilleure étanchéité à l'eau, une plus grande durabilité en milieu sulfaté ou acide ainsi qu'une résistance accrue à la fissuration par réaction alcali-granulat.

2. HISTORIQUE DE L'UTILISATION DE POUZZOLANES NATURELLES DANS LE MONDE

Avant 1824, année de l'invention du ciment Portland, on utilisait à l'échelle mondiale des mortiers et des bétons contenant de la pouzzolane et de la chaux. Après la mise sur le marché du ciment Portland, l'utilisation de mélanges pouzzolane-chaux à titre de liants a graduellement été délaissée à cause de la lenteur relative de la prise et du durcissement. Toutefois, des mélanges de ciment Portland et de pouzzolane sont aujourd'hui encore largement utilisés dans les constructions de béton, car ils sont économiques et présentent certains avantages techniques. Les prochains paragraphes portent sur l'historique des pouzzolanes naturelles et sur leur utilisation dans certains pays.

Selon Lea (1), les constructions minoennes de l'île de Crète, érigées vers l'an 1 500 ou 2 000 av. J.-C., contenaient des tessons broyés (c'est-à-dire de l'argile calcinée) dans un mortier de chaux. On a découvert qu'un béton contenant de la pouzzolane naturelle et de la chaux avait été utilisé pour garnir les parois d'un réservoir à eau, construit entre l'an 700 et l'an 600 av.J.-C., dans la ville grecque antique de Camiros, située dans l'île de Rhodes. D'après Effstathiadis (2), des cendres volcaniques provenant de Santorin, dites terre de Santorin, ont servi dans la fabrication du béton utilisé pour la construction du canal de Suez, béton dont la dureté et la durabilité demeurent évidentes encore de nos jours. La terre de Santorin continue de jouir d'une bonne réputation à titre de matériau pouzzolanique dans la région de la Méditerranée. Pour des raisons d'économie et d'épargne d'énergie, tout le ciment Portland fabriqué en Grèce renferme d'ordinaire 10 % de ce matériau. La consommation annuelle de pouzzolane naturelle utilisée à cette fin est estimée à environ 800 000 tonnes métriques.

Il est maintenant notoire que les Romains mettaient largement en oeuvre l'art et la science élaborés par les Grecs en ce qui a trait à la construction de bâtiments. Des matériaux volcaniques possédant des propriétés semblables à celles de la terre de Santorin ont été découverts à Pouzzoles, dans la baie de Naples, et à Segni, dans le district de Latium, près de Rome. D'après Lea (1), il est possible que les Romains aient aussi utilisé des pouzzolanes provenant de tuiles broyées jusqu'à ce qu'ils découvrent les dépôts de Pouzzoles et de Segni. Il semble que les connaissances qu'ils avaient acquises dans la préparation d'un mortier résistant à l'humidité constitué à partir d'un mélange de pouzzolane et de chaux se sont répandues dans tout l'empire romain, y compris en Allemagne, en France et en Angleterre. Le trass rhénan, tuf volcanique, a été découvert en Allemagne, probablement au cours de la période romaine. Outre le béton utilisé pour le revêtement des aqueducs, comme le décrit Malinowski (3), le béton à la pouzzolane et à la

chaux était très utilisé par les Romains pour la construction de citernes d'eau, de murs de soutènement pour les quais et pour lier les briques des bâtiments.

Le Panthéon est l'un des plus célèbres bâtiments de Rome. Ses murs, d'une épaisseur de 7 mètres, sont fabriqués d'un mortier constitué de pouzzolane et de chaux recouvert d'une mince couche de briques, tandis que son grand dôme, d'une portée de 43 mètres, a été coulé en bloc dans un béton contenant de la pouzzolane de pumicite. De nombreuses constructions romaines demeurent en excellente condition aujourd'hui encore et témoignent ainsi de la grande durabilité de produits liants fabriqués à partir d'un mélange pouzzolane-chaux. Il est intéressant de noter qu'en Europe, au cours de la période s'étendant du IX^{e} au XII^{e} siècle, l'on ne maîtrisait plus l'art de fabriquer une chaux de qualité appropriée (1); toutefois, la situation s'est graduellement rétablie après le XV^{e} siècle. Ainsi, le béton à la pouzzolane et à la chaux, tel celui qui a servi à la construction du château de Versailles, se révèle d'une qualité excellente.

D'après Collepardi (4), une quantité considérable de pouzzolane naturelle continue d'être utilisée à l'heure actuelle en Italie. En 1984, la production totale de ciment dans ce pays s'est élevée à 36 millions de tonnes métriques, environ 40 % de cette production étant composée de béton de ciment Portland renfermant 25 % de pouzzolane. On utilise donc chaque année 3,5 millions de tonnes métriques de pouzzolane pour la fabrication de ciment Portland mélangé. En outre, toujours selon Collepardi, environ 85 %, soit 3 millions de tonnes métriques, de la pouzzolane utilisée est d'origine naturelle, le reste étant constitué de cendres volantes.

Le trass rhénan, dont il a déjà été fait mention, se trouve dans la région de Coblence, sur le Rhin, et en Bavière, mais il existe aussi des dépôts de trass en Roumanie et en Union soviétique. Suivant Lea (1), le trass rhénan est connu depuis environ 2 000 ans, car des mortiers contenant ce trass ont été découverts dans d'anciennes constructions romaines le long du Rhin. Ce matériau a été largement utilisé depuis la fin du XVII^{e} siècle, d'abord dans les ciments constitués de pouzzolane et de chaux et, par la suite, à titre de produit d'addition dans le ciment Portland.

En République fédérale d'Allemagne, le trass a fait l'objet de la norme DIN 51043, dans laquelle est établie une distinction entre le *trass rhénan* et le *trass bavarois*. Locher (5) affirme que ce dernier, à l'origine une roche sédimentaire, a été transformé en suévite sous l'impact d'un météorite. On utilise aussi à titre de pouzzolane un autre type de roche zéolitique connue sous le nom de phonolite, qui a été découvert dans le sud-ouest de l'Allemagne, près de Fribourg. Cependant, ce matériau ne peut réagir de façon appropriée avec la chaux sans avoir au préalable été soumis à une calcination à une température se situant entre 300

et 600 °C (6). La production actuelle de ciment pouzzolanique n'est pas élevée en Allemagne. D'après Locher, en 1984 environ 40 000 tonnes métriques de trass et 10 000 tonnes métriques de phonolite sont entrées dans la fabrication de ciments Portland mélangés.

Selon Price (7), aux États-Unis, c'est dans le cadre de la construction de l'aqueduc de Los Angeles qu'a été faite la première grande utilisation d'un ciment Portland à la pouzzolane, constitué à volumes égaux de ciment Portland et d'un tuf rhyolitique altéré en profondeur, alors que 1×10^5 tonnes métriques de ce ciment ont été utilisées entre 1910 et 1912. D'après Meissner (8), la Santa Cruz Cement Company, de Davenport en Californie, a fabriqué un ciment Portland à la pouzzolane contenant du schiste argileux de Monterey calciné à titre de matériau pouzzolanique. Dans les années trente, la California Division of Highways s'est servie d'un ciment dans plusieurs constructions, y compris le Golden Gate et le pont réunissant San Francisco et Oakland. Ce ciment était utilisé en grande partie en raison de sa résistance reconnue à l'eau sulfatée et de ses caractéristiques favorables à la génération de chaleur dans des blocs massifs de béton. En 1935, un ciment Portland à la pouzzolane a été utilisé dans la construction du barrage Bonneville, situé sur le fleuve Columbia, entre les États de l'Oregon et de Washington.

C'est en 1920 qu'on a eu recours pour la première fois à une pouzzolane naturelle à titre d'adjuvant minéral, lorsque le Los Angeles Flood Control District a utilisé dans l'une des butées du barrage Big Dalton une pumicite rhyolitique comme produit de remplacement du ciment Portland dans une proportion de 20 % de son poids. Dans les années trente, cet organisme s'est servi de ce matériau à des fins semblables dans plusieurs autres constructions.

En 1933, le U.S. Bureau of Reclamation a entrepris une vaste étude portant sur l'utilisation de pouzzolanes naturelles aux fins de limitation de la chaleur d'hydratation du béton utilisé pour de grands barrages. Suivant Mielenz (9), par suite de cette recherche, la pumicite rhyolitique a été utilisée à titre d'adjuvant dans le béton destiné à la construction du barrage Friant, sur le fleuve San Joaquin, et du barrage Altus, en Oklahoma. Par la suite, soit en 1947, une pouzzolane siliceuse calcinée a servi d'adjuvant minéral dans le béton du barrage Davis (entre le Nevada et l'Arizona), surtout pour limiter la réaction alcali-granulat. Les barrages Glenn Anne, Cachuma, Trenton, Monticello, Glenn Canyon, Flamingo Gorge, Falcon, Priest Rapids, Wanapum et John Day comptent parmi les autres constructions ayant donné lieu à l'utilisation de pouzzolane naturelle dans l'ouest des États-Unis. Mielenz signale en outre que les matériaux pouvant être utilisés à titre de pouzzolane, soit par calcination et par broyage, soit uniquement par broyage sont très répandus aux États-Unis, mais que les sources ayant fait l'objet d'essais se situent pour la plupart à l'ouest du Mississipi. Dans de nombreux cas, des pouzzolanes d'origine naturelle ont été produites pour un chan-

tier précis, mais cette production ne se poursuivait pas après l'achèvement des travaux visés. On ne produit désormais aux États-Unis aucun ciment Portland à la pouzzolane.

La Chine et le Mexique figurent au nombre des pays où les ciments Portland mélangés continuent de jouer un rôle important dans l'industrie de la construction. Suivant Wu (10), le tuf zéolitique et le schiste anthraciteux calciné constituent les principales sources de pouzzolane naturelle en Chine. Selon les estimations établies, 90 millions de tonnes métriques de ciment contenant plus de 5 millions de tonnes métriques de roches zéolitiques et 6 millions de tonnes métriques de schiste anthraciteux calciné ont été produites en Chine au cours de 1984. Wu est d'avis que l'accroissement de la demande de ciment en Chine entraînera inévitablement une hausse considérable de la quantité de pouzzolane naturelle utilisée au cours des années quatre-vingt-dix.

De même, environ un tiers de la quantité totale de ciment utilisé chaque année au Mexique constitue un ciment Portland mélangé contenant de la pouzzolane naturelle. Il y a dix ans, la consommation annuelle de ciment dans ce pays s'élevait à 10,6 millions de tonnes métriques, dont environ 13 % consistait en une variété de ciment mélangé contenant de la pouzzolane naturelle. En 1984, on a utilisé au Mexique 18,3 millions de tonnes métriques de ciment, y compris 6,3 millions de tonnes métriques (34,2 %) de ciment Portland mélangé renfermant des pouzzolanes naturelles. D'après Poo (11), les pouzzolanes naturelles sont présentes sous plusieurs formes dans différentes régions du Mexique, notamment la pumicite au Jalisco, la diatomite en Basse-Californie et le tuf zéolitique au Guanajuato.

3. CLASSIFICATION ET COMPOSITION

Il n'est pas toujours facile de classifier une pouzzolane naturelle, parce que les matériaux naturels contiennent rarement un seul constituant qui réagit avec la chaux et que leur composition et leurs propriétés varient grandement. Il est toutefois possible de classifier les pouzzolanes naturelles en quatre catégories, selon leur principal constituant qui réagit avec la chaux : verre volcanique inaltéré, tuf volcanique, argile ou schiste argileux calciné et silice opaline brute ou calcinée. Les tableaux 3.1 et 3.2 font respectivement état de l'analyse typique de la teneur en oxydes de certaines pouzzolanes bien connues à l'échelle mondiale et de leur analyse minéralogique.

Tableau 3.1 — Analyse chimique typique de certaines pouzzolanes naturelles

Pouzzolane	Pourcentage							Doc. de réf.
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Alcalis	Perte par ignition	
Terre de Santorin	65,1	14,5	5,5	3,0	1,1	6,5	3,3	12
Trass rhéan	53,0	16,0	6,0	7,0	3,0	6,0	—	5
Phonolite	55,7	20,2	2,8	4,2	1,1	10,8	3,6	6
Tuf romain	44,7	18,9	10,1	10,3	4,4	6,7	4,4	13
Verre napolitain	54,5	18,3	4,6	7,4	1,0	11,0	3,1	13
Schiste argileux opalin	65,4	10,1	4,2	4,6	2,7	1,4	6,3	15
Diatomite	86,0	2,3	1,8	—	0,6	0,4	5,2	15
Pumicite rhyolitique	65,7	15,9	2,5	3,4	1,3	6,9	3,4	15
Ponce du Jalisco	68,7	14,8	2,3	—	0,5	9,3	5,6	11

Tableau 3.2 — Analyse minéralogique typique de certaines pouzzolanes naturelles

Pouzzolane	Matière non cristalline estimative (%)	Principaux minéraux cristallins	Doc. de réf.
Terre de Santorin	de 65 à 75	quartz, anorthite, labradorite	12, 24
Trass rhénan	de 50 à 60	quartz, feldspath, analcime	16
Phonolite	*	orthoclase, albite, pyroxène, calcite	6
Tuf romain	*	herschélite, chabasite, phillipsite	1
Verre napolitain	de 50 à 70	quartz, feldspath	20
Ponce du Jalisco	90	sanidine	11

*Donnée non publiée

Verre volcanique

La réactivité à la chaux que présentent les pouzzolanes naturelles composées de verre volcanique est en grande partie attribuable à du verre d'aluminosilicate inaltéré. Mentionnons à titre d'exemple les pouzzolanes de Santorin en Grèce, de Bacoli en Italie, de Shirashu au Japon, du Jalisco au Mexique et les pumicites rhyolitiques que l'on trouve dans plusieurs États de l'ouest des États-Unis.

Les analyses minéralogiques démontrent que de faibles quantités de minéraux cristallins non réactifs sont toujours présentes dans les pouzzolanes naturelles. La figure 3.1 illustre la diffraction de rayons X par un échantillon typique de terre de Santorin (12). Ce matériau se compose d'ordinaire d'environ 80 % de verre volcanique (ponce et obsidienne) et de 20 % de quartz et de feldspath (anorthite et labradorite), De même, selon Massazza et Costa (13), la matrice vitreuse de la pouzzolane de Bacoli renferme des inclusions de plusieurs minéraux cristallins tels la leucite, le feldspath et l'augite. Takemoto et Uchikawa (14) font état de l'analyse minéralogique d'un échantillon de la pouzzolane de Shirasu, au Japon, qui contenait 95 % de verre et dont les principales impuretés cristallines étaient constituées de quartz et de feldspath.

Suivant Poo (11), la pouzzolane typique du Jalisco, au Mexique, se compose d'environ 90 % de verre ponce et 10 % de feldspath avec sanidine. Par ailleurs, Mielenz et ses collaborateurs (15) ont effectué des recherches sur l'effet pouzzolanique de 70 matériaux se trouvant dans l'ouest des États-Unis. L'effet pouzzolanique de douze de ces matériaux était attribuable presque exclusivement au verre rhyolitique. En outre, une grande partie de l'effet pouzzolanique de 10autres de ces matériaux était liée au verre volcanique. Selon ces auteurs, à titre de pouzzolane, *le verre basaltique semble inférieur aux verres de type acide*, tels la rhyolite et l'andésite.

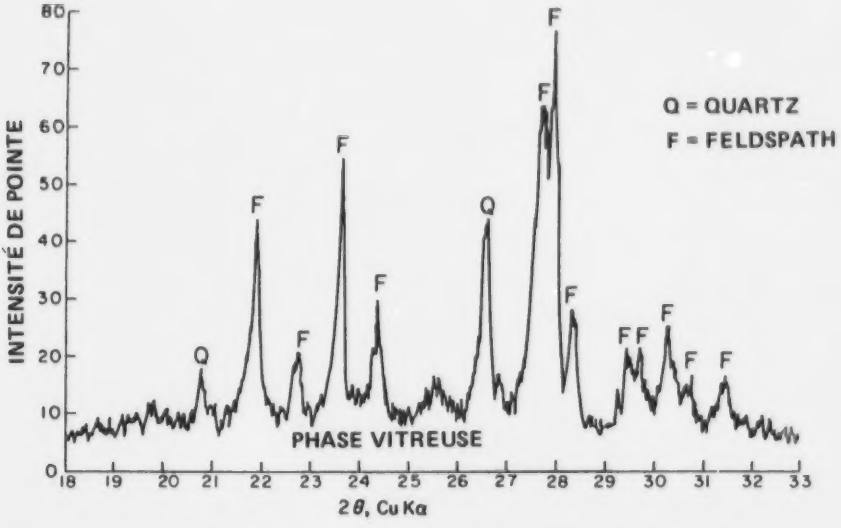


Figure 3.1 — Diffractogramme de rayons X de terre de Santorin

L'examen d'un échantillon de terre de Santorin au moyen d'un microscope électronique à balayage révèle nettement la texture microporeuse caractéristique du verre volcanique (voir la figure 3.2). La réactivité chimique de ce matériau est attribuable non seulement à sa structure désordonnée ou vitreuse, mais aussi à sa grande surface spécifique. Les résultats de l'analyse de la surface spécifique de plusieurs échantillons de terre de Santorin effectuée selon la technique BET portant sur le volume d'azote absorbé se situent entre 3 800 et 15 500 m^2/kg (12).

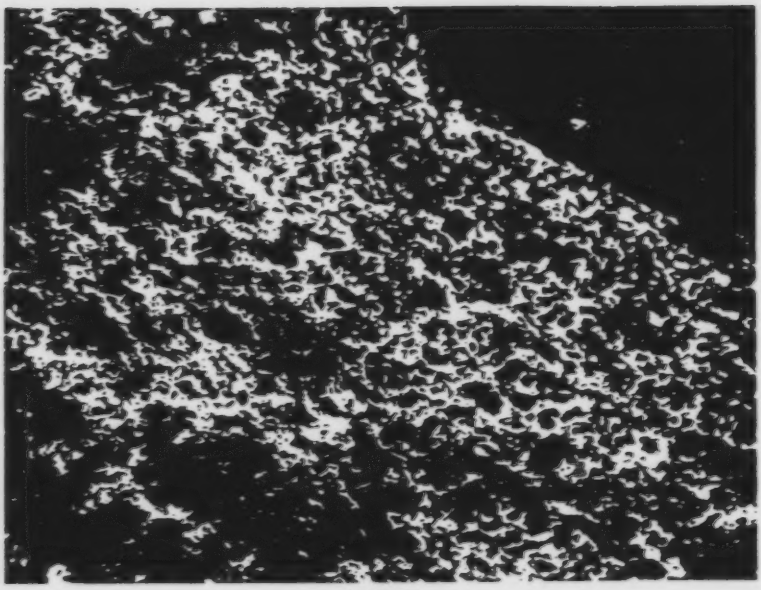
Tuf volcanique

L'altération du verre volcanique dans des conditions hydrothermiques se traduit par la formation de minéraux zéolitiques de composition chimique variable du type $(R_2Ca)O \cdot Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot xH_2O$, où R représente Na ou K. Les tufs volcaniques, qui résultent de l'effet hydrothermique sur les cendres volcaniques, se distinguent par une texture dure et compacte. La réactivité des minéraux zéolitiques avec la chaux est différente de celle du verre volcanique en ce qu'elle est attribuable à un processus d'échange de bases entre le calcium (chaux) et les alcalis que renferme le tuf volcanique. En règle générale, les pouzzolanes naturelles dont la réactivité à la chaux provient de la réaction d'échange de bases appartiennent à la catérogie des tufs volcaniques.

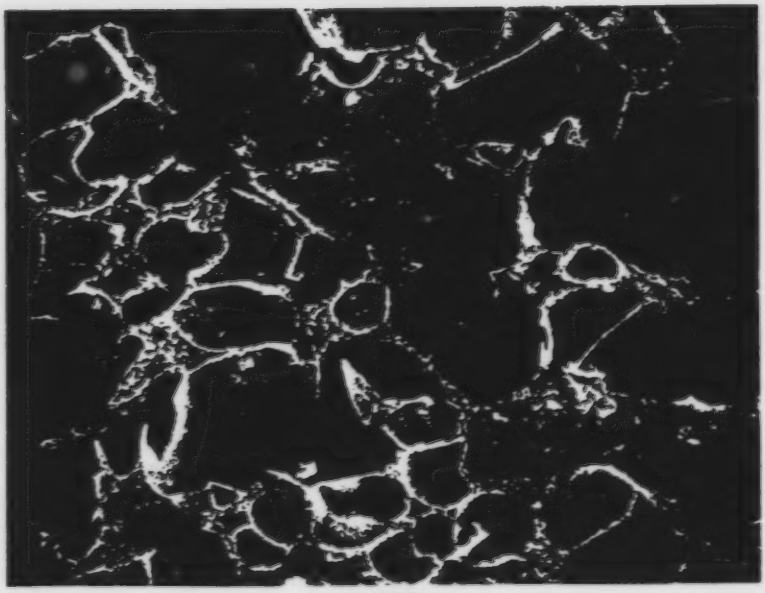
Suivant Lea (1), l'analcite, la chabasite, l'herschélite et la phillipsite constituent les composés zéolitiques qui se trouvent d'ordinaire dans le verre volcanique altéré. L'analcite correspond à la composition chimique $Na_2 \cdot Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot H_2O$, la chabasite à $(R_2Ca)O \cdot Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot 6H_2O$, l'herschélite à un composé correspondant plus riche en alcalis et la phillipsite à un composé riche en potassium. Les pouzzolanes romaines de la région de Calleferro contiennent de l'herschélite, de la chabasite et de la phillipsite, tandis que les tufs napolitains renferment de l'herschélite, de l'analcite et de la glauconie ($K_2O \cdot Fe_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot xH_2O$).

D'après l'analyse minéralogique du trass rhénan dont font état Schwiete et ses collaborateurs (16), ce matériau contient de 10 à 15 % de quartz, de 15 à 20 % de feldspath, de faibles quantités de kaolinite et de montmorillonite, ainsi qu'environ 50 % de matrice vitreuse transformée en minéraux zéolitiques. À Fribourg, dans le sud-ouest de l'Allemagne, on trouve une autre pouzzolane nommée phonolite, dont la réactivité hydraulique est attribuable à des zéolites faisant partie du groupe des natrolites. Selon Kassautski (6), la réactivité hydraulique de la phonolite est nettement accrue lorsque ce matériau est calciné à une température se situant entre 300 et 600 °C.

Aux États-Unis, bon nombre des 70 échantillons dont l'effet pouzzolanique a fait l'objet d'un examen par Mielenz et ses collaborateurs (15) contenaient du tuf rhyolitique altéré. L'effet pouzzolanique de deux pouzzolanes provenant de la Californie, plus précisément de Monolith



(x 50)



(x 400)

Figure 3.2 — Examen de terre de Santorin au moyen d'un microscope électronique à balayage

et de Coachella, était en grande partie attribuable au tuf rhyolitique altéré contenant non pas du verre volcanique mais de la clinoptilotite (heulandite riche en silice). La pouzzolane mexicaine provenant de la région de Guanajuato constitue un tuf zéolitique renfermant de la clinoptilotite, du quartz et du feldspath (11).

Argile ou schiste argileux calcinés

Bien qu'il ne soit pas nécessaire de soumettre à une calcination le verre et le tuf volcaniques afin d'accroître leur réactivité à la chaux, les matériaux naturels composés en grande partie de minéraux argileux doivent faire l'objet d'un traitement thermique. Lorsqu'ils sont portés à une température se situant entre 600 et 1 000 °C (d'ordinaire dans un four rotatif au mazout, au gaz ou au charbon), les minéraux argileux se décomposent et forment une structure d'aluminosilicate amorphe ou désordonnée qui réagit facilement avec la chaux à des températures ordinaires. Le surkhi en Inde et le hombre en Égypte, qui sont produits par pulvérisation de briques ou de tuiles d'argile cuite, appartiennent aussi à cette catégorie. Toutefois, les produits d'argile cuite ne permettent pas tous d'obtenir une bonne pouzzolane. Ainsi, le traitement thermique d'une argile ou d'un schiste argileux renfermant une quantité élevée de minéraux très cristallins, tels le quartz et le feldspath, ne produirait pas un matériau présentant une réactivité à la chaux appropriée.

Suivant Mielenz (9), les matériaux naturels qui contiennent une proportion élevée de minéraux argileux du type de la kaolinite ou de la montmorillonite, ou d'une combinaison de ces constituants, commandent une calcination à une température de 540 à 980 °C de sorte que soit optimisé leur effet pouzzolanique. Toutefois, l'utilisation d'une argile de type montmorillonite contenant une quantité élevée de cations de sodium échangeables est à éviter, en particulier si les granulats que l'on se propose d'incorporer au béton sont susceptibles d'entraîner une réaction alcali-granulat d'une ampleur néfaste. Les argiles illitiques et les schistes argileux renfermant une grande proportion de vermiculite, de chlorite et de mica ne constituent d'ordinaire pas des sources de pouzzolanes appropriées lorsque la température de calcination est inférieure à 1 100 °C.

Silice opaline

Les matériaux opalins, y compris les terres à diatomées et le gel de silice, appartiennent à cette catégorie. Les terres à diatomées sont d'origine organogène. Elles renferment de la silice hydratée non cristallisée, composée de coquilles squelettiques provenant des parois cellulaires de nombreuses variétés d'algues aquatiques microscopiques. L'opale se façonne d'ordinaire sous forme d'un gel de silice hydratée dans les sédiments où les oxydes solubles ont été lessivés des minéraux.

Des dépôts considérables de terre à diatomées se trouvent en Algérie (à Alger), au Canada, au Danemark, en Allemagne, en Inde, au Mexique et aux États-Unis. Parmi les 70 matériaux dont l'effet pouzzolanique a fait l'objet d'essais effectués par Mielenz et ses collaborateurs (15), neuf contituaient des diatomites provenant des États de la Californie et de Washington; l'effet pouzzolanique de deux matériaux était attribuable uniquement à l'opale (silice gélatineuse ou non cristallisée) mêlée à de la cristobalite bêta, tandis que celui de nombreux autres matériaux provenait dans une large mesure du chert, du grès ou du schiste argileux opalins.

Bien que les matériaux opalins présentent une forte réactivité à la chaux, leur grande surface spécifique commande l'incorporation d'une proportion particulièrement grande d'eau dans les mélanges de béton, ce qui porte atteinte à la résistance mécanique et à la durabilité de ce dernier. De surcroît, ils renferment d'ordinaire de grandes quantités de minéraux argileux, lesquels doivent souvent subir une calcination de sorte que soit accru leur effet pouzzolanique.

Roche sédimentaire tendre et très siliceuse contenant de l'argile, la gaize se trouve en France, dans les vallées des Ardennes et de la Meuse. Ce matériau renferme de la silice sous forme gélatineuse et peut servir à l'état brut en capacité de pouzzolane; toutefois, sa calcination à une température d'environ 900 °C accroît son effet pouzzolanique. Selon Lea (1), un ciment Portland à la pouzzolane renfermant de la gaize cuite a été utilisé dans la construction d'ouvrages de béton exposés à l'eau de mer à Boulogne, au Havre, à Saint-Malo, à Dieppe et dans d'autres ports français.

Le moler, pouzzolane danoise, constitue une diatomite renfermant une grande quantité d'argile. D'après Lea, un ciment au moler contenant 75 % de ciment Portland et 25 % de moler fabriqué au Danemark a été employé dans des ouvrages de béton exposés à l'eau de mer. Les Danois se servaient à l'origine de moler brut, mais ils ont par la suite découvert que la cuisson de ce matériau en accroissait les qualités.

À Santa Maria, en Californie, on fabrique un produit nommé Airox, lequel est obtenu par calcination d'un schiste argileux à diatomées imprégné de pétrole. Ce matériau est par la suite broyé de sorte que sa surface spécifique atteigne environ 12 000 m^2/kg (déterminée selon la formule BET en fonction du volume d'azote adsorbé). Un échantillon de ce matériau a présenté un excellent effet pouzzolanique, en conformité avec la norme C 618 de l'ASTM, c'est-à-dire une résistance à la compression de 9,5 MPa (1 370 lb/po^2) à 7 jours dans le mortier pouzzolanez-chaux et de 31,3MPa (4 540 lb/po^2) à 28 jours dans le mortier de ciment Portland-pouzzolane (17).

4. ACTIVATION DE POUZZOLANES BRUTES PAR TRAITEMENT THERMIQUE

De nombreuses pouzzolanes naturelles peuvent être utilisées à l'état brut après élimination des particules grossières, c'est-à-dire celles dont la taille dépasse 75 m. Les matériaux humides doivent être asséchés et pulvérisés avant leur utilisation, et la roche zéolitique doit être broyée de sorte que la taille de la plupart de ses particules soit inférieure à 75 m. Il est possible que la calcination du tuf zéolitique ou du schiste argileux opalin n'accroisse pas l'effet pouzzolanique, à moins que ces matériaux ne renferment une grande proportion de minéraux argileux. Toutefois, les argiles et les schistes argileux, ou les matériaux pouzzolaniques contenant une quantité considérable de ces minéraux, ne présenteront un effet pouzzolanique approprié qu'après avoir été activés par traitement thermique, c'est-à-dire par calcination.

Mielenz et ses collaborateurs (15) ont effectué une vaste étude portant sur l'effet produit sur divers types de pouzzolanes soumises à un traitement thermique. L'effet pouzzolanique de 12 des 70 matériaux faisant l'objet de cette étude était essentiellement attribuable à du verre volcanique constitué de SiO_2 dans une proportion de 70 à 73 %. La teneur en verre rhyolitique de ces douze pouzzolanes se situait entre 40 et 100 %. En outre, l'effet pouzzolanique de dix matériaux était dans une large mesure attribuable au verre volcanique. Par altération hydrothermique, le verre que renferment à l'origine la plupart des pouzzolanes volcaniques s'est transformé le plus souvent en argile de type montmorillonite ou parfois en argile de type kaolinite ou en zéolite. Par la suite, la réaction des verres volcanique soumis à un traitement thermique variait selon la quantité de minéraux argileux présents. On en est arrivé à la conclusion qu'une calcination à une température atteignant 1 000 °C n'influait que très peu sur les propriétés physiques et sur l'effet pouzzolanique des pouzzolanes renfermant du verre volcanique.

Parmi les 70 matériaux soumis à l'examen de Mielenz et de ses collaborateurs (15), 11 appartenaient à la catégorie de la silice amorphe hydratée (c'est-à-dire les diatomites ainsi que les cherts et les schistes argileux opalins). La calcination à une température d'environ 450 °C n'entraînait aucune modification des propriétés physiques et de l'effet pouzzolanique, mais le fait de porter à 1 100 °C la température de calcination modifiait le comportement de façon appréciable. La calcination des matériaux à une température se situant entre 750 et 1 000 °C entraînait une réduction considérable du temps de prise des mélanges de ciment Portland-pouzzolane calcinée ainsi qu'une amélioration appréciable de la résistance à la compression, mais cette amélioration du comportement pouzzolanique disparaissait si la calcination était effectuée aux températures plus élevées. Il semble que la structure de la silice amorphe anhydre réagissait mieux que la forme hydratée. De

plus, comme le frittage partiel réduisait la surface spécifique du matériau naturel, la plus faible quantité d'eau que commande le matériau partiellement fritté se traduisait par une réduction du temps de prise et par une augmentation de la résistance à la compression des mélanges de ciment Portland-pouzzolane. L'effet pouzzolanique des matériaux opalins est apparu très sensible à la température de calcination, car lorsque cette opération était effectuée à une température de 1 100 °C, le temps de prise augmentait et la résistance diminuait, probablement en raison du frittage excessif lié à une perte considérable de l'effet pouzzolanique.

Treize des matériaux étudiés par Mielenz et ses collaborateurs (15) renfermaient de la montmorillonite à titre de constituant essentiel, 3 ne contenaient que de la kaolinite et 15, un mélange de minéraux argileux, notamment de l'illite et de la vermiculite. Ces auteurs en sont arrivés à la conclusion que les minéraux argileux ne pouvaient présenter un effet pouzzolanique satisfaisant sans avoir au préalable subi une calcination. Néanmoins, leur réaction au traitement thermique variait selon le type de minéraux argileux présents. Les silicates d'aluminium hydratés du groupe des kaolinites subissaient une perte de l'eau d'hydratation à une température se situant entre 320 et 500 °C; par la suite, leur effet pouzzolanique s'accroissait considérablement, bien qu'une température supérieure à 900 °C provoquait une réduction de la surface spécifique et, par conséquent, une diminution de cet effet. À une température très élevée, il y avait formation de minéraux cristallins non réactifs, tels la mullite.

Les minéraux du groupe des montmorillonites perdaient, entre 150 et 510 °C, la plus grande partie de l'eau de cristallisation; cette déshydratation se révélait pratiquement complète à 650 °C, mais la structure cristalline n'était détruite qu'à une température d'environ 870 °C. En conséquence, les mélanges de ciment Porland-montmorillonite calcinée atteignaient leurs propriétés optimales en ce qui a trait au temps de prise et à la résistance lorsque la température de calcination se situait entre 650 et 870 °C. Les argiles des types de l'illite et de la vermiculite ne se révélaient pas très intéressantes du point de vue de l'accroissement de la résistance. En outre, un tuf zéolitique renfermant 80 % de clinoptilolite affichait après calcination une certaine amélioration de son effet pouzzolanique.

Jun-yuan et ses collaborateurs (18) font état des résultats d'une étude portant sur l'effet produit par le traitement thermique d'un tuf zéolitique extrait près du Nevada Test Site. Ce matériau renfermait de la clinoptilolite et de la sanidine à titre de constituants essentiels, mais il contenait du quartz et du feldspath en phases secondaires. Le tuf naturel a été calciné dans un four à moufle à 400, 600, 800 et 950 °C pendant deux heures. Il a été possible de déterminer à 29 jours la résistance à la compression de mortiers de ciment Portland, contenant ou non de la pouzzolane naturelle ou calcinée (en remplacement du ciment dans

une proportion de 35 % de son volume dans le mortier d'essai). Bien que l'effet du traitement thermique sur la résistance des ciments renfermant du tuf ne se soit pas pas révélé remarquable par comparaison avec l'effet produit sur la résistance des ciments qui contenaient du tuf naturel ou non calciné, la résistance des mortiers contenant du tuf calciné à une température se situant entre 400 et 600 °C a affiché une légère augmentation. De plus, on a noté que la réduction de la surface spécifique attribuable au frittage partiel provoquait une diminution de la réactivité du tuf calciné à 800 °C.

5. EFFET POUZZOLANIQUE

Selon les exigences de la norme C 618 de l'ASTM en ce qui a trait à la composition chimique des pouzzolanes naturelles destinées au béton de ciment Portland, les oxydes SiO_2, Al_2O_3 et Fe_2O_3 doivent représenter au moins 70 % de la pouzzolane. Lorsque ces composés qui se trouvent dans la pouzzolane possèdent une structure amorphe ou peu cristalline, on présume que, dans un mélange de ciment Portland, de pouzzolane et d'eau, ces oxydes réagiront chimiquement à des températures ordinaires avec l'hydroxyde de calcium (produit par hydratation des silicates de calcium que contient le ciment Portland) et formeront ainsi des composés présentant des propriétés liantes. Sauf pour les zéolites, dont les propriétés liantes avec la chaux proviennent d'un mécanisme d'échange de bases comme il a été décrit précédemment, c'est en grande partie aux réactions acide-base se produisant entre la chaux et les oxydes acides contenus dans une pouzzolane que sont attribuables les améliorations techniques observées dans le béton renfermant cette pouzzolane.

Puisque les pouzzolanes naturelles contiennent d'ordinaire de 60 à 85 % de SiO_2 (voir le tableau 3.1), la mise en oeuvre du principal effet pouzzolanique donne lieu à la formation de silicate de calcium hydraté (CSH)*, semblable à celui qui est produit par suite de l'hydratation du principal composé de silicate de calcium (c'est-à-dire C_3S) que renferme le ciment Portland:

1) $CH + S + aq \rightarrow CSH$ (effet pouzzolanique)

2) $C_3S + aq \rightarrow CSH + CH$ (hydratation du ciment Portland).

En raison de la lenteur de l'effet pouzzolanique, le taux d'accroissement de la résistance ainsi que la chaleur d'hydratation liés à cette réaction se révèlent faibles. En revanche, l'hydratation du C_3S dans le ciment

*Les symboles chimiques du ciment sont utilisés : C = CaO, S = SiO_2, A = Al_2O_3, F = Fe_2O_3, $\bar{S}$ = SO_3, H = H_2O.

Portland est rapide, de sorte que le taux d'accroissement de la résistance et la chaleur d'hydratation y afférents sont élevés. Il convient aussi de noter que l'effet pouzzolanique donne lieu à une *consommation* de la chaux, alors que l'hydratation constitue une réaction donnant lieu à une *production* de chaux.

Bien que la réaction chimique entre la chaux et la silice représente le principal effet pouzzolanique, il a déjà été indiqué que des produits liants se formaient aussi par suite des réactions chimiques se produisant entre la chaux et l'alumine ou l'oxyde de fer. Ces produits consistent d'ordinaire en aluminate de calcium ou en aluminoferrite de calcium hydratés. Puisque les mélanges de ciment Portland-pouzzolane contiennent aussi du sulfate (tel le gypse broyé avec le ciment Portland), il est possible que l'on obtienne plutôt du sulfoaluminate de calcium et du ferrite de sulfoaluminate hydratés. La différence essentielle entre l'effet pouzzolanique et les réactions mettant en jeu l'hydratation du ciment Portland seul réside non pas dans la composition des produits d'hydratation, mais dans la rapidité suivant laquelle ils se forment. Notons à cet égard que l'effet pouzzolanique peut être accéléré par un effet thermique ou en raison de la présence d'adjuvants chimiques, tels les alcalis et les sulfates.

6. MANIFESTATIONS CHIMIQUE ET PHYSIQUE DE L'EFFET POUZZOLANIQUE

Selon Turriziani (19), après calcination, le kaolin et l'hydroxyde de calcium réagissent à des températures ordinaires et se transforment en gehlénite hydratée (C_2ASH_8) et en silicate de calcium hydraté (CSH) dont le rapport de CaO à SiO_2 varie entre 0,8 et 1,5. Toutefois, Massazza et Costa (20) ont utilisé plusieurs variétés de pouzzolanes italiennes et ils en sont arrivés à la conclusion que les rapports respectifs de CaO à SiO_2 et de H_2O à SiO_2 dans le produit de réaction à 90 jours atteignaient de 1,2 à 1,68, d'une part, et de 1,67 à 2,61, d'autre part, valeurs qui se situent dans le champ de composition du CSH formé par hydratation du C_3S (composé principal du ciment Portland).

Lorsqu'un mélange de ciment Portland-pouzzolane est hydraté, la mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique entraîne à la longue une diminution graduelle de l'hydroxyde de calcium libre (voir la figure 6.1). Par exemple, à un an, la teneur en hydroxyde de calcium libre dans des pâtes de ciment hydratées contenant 10, 20 ou 30 % de terre de Santorin se situait respectivement à 13, 11,2 et 8,4 %, en comparaison de 16,2 % dans le cas de la pâte pure de ciment Portland servant de point de référence (12). Cet écart démontre qu'une proportion pouvant atteindre 25 % de l'hydroxyde de calcium disponible qui se trouvait dans le ciment renfermant 30 % de terre de Santorin avait été tranformée au cours de la mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique. En résumé, si on la compare

avec une pâte pure de ciment Portland bien hydratée, la pâte correspondante renfermant une pouzzolane contiendra moins d'hydroxyde de calcium et plus de CSH. En outre, selon certains auteurs (13), le rapport de CaO à SiO_2 dans le CSH que contient un mélange de ciment Portland-pouzzolane hydraté est légèrement inférieur au CSH présent dans les ciments Portland hydratés, ce qui peut contribuer en partie à la résistance chimique supérieure que présente le mélange de ciment Portland-pouzzolane hydraté.

Les travaux récemment effectués par de nombreux chercheurs confirment que ce n'est pas la manifestation chimique de l'effet pouzzolanique, mais bien plutôt sa manifestation physique donnant lieu à l'*affinage des pores* de la pâte qui revêt probablement la plus grande importance en ce qui a trait à l'augmentation de la durabilité chimique et de la résistance mécanique. À 28 jours, à 90 jours et à un an, on a déterminé au moyen d'un porosimètre à mercure la répartition de la taille des pores de pâtes renfermant du ciment Portland et de la terre de Santorin (12). À la figure 6.2 sont illustrées les données provenant de l'analyse de la répartition de la taille des pores, lesquelles données ont été divisées de façon arbitraire selon la taille des pores, moins de 45 Å, de 45 à 500 Å, de 500 à 1 000 Å, et plus de 1 000 Å. Il semble que les pores de plus grande taille (c'est-à-dire ceux qui dépassent 1000 Å ou peut-être 500 Å) sont liés à une résistance moindre et à une perméabilité accrue. Le tableau 6.1 fait état des données démontrant les effets de l'âge d'hydratation et de la quantité de pouzzolane que renferme la pâte pure, d'après un essai de pénétration d'eau de trois heures.

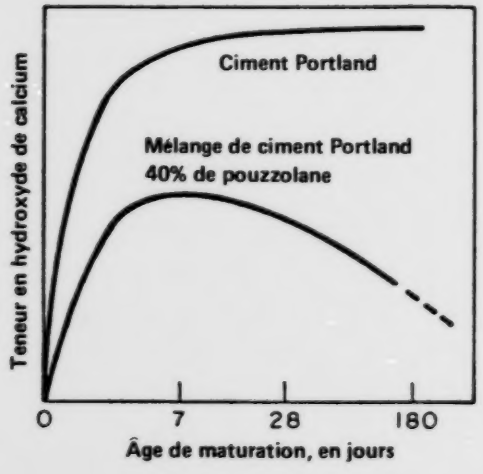


Figure 6.1 — Modification de la teneur en hydroxide de calcium d'un mélange de ciment Portland-pouzzolane en cours d'hydratation (1)

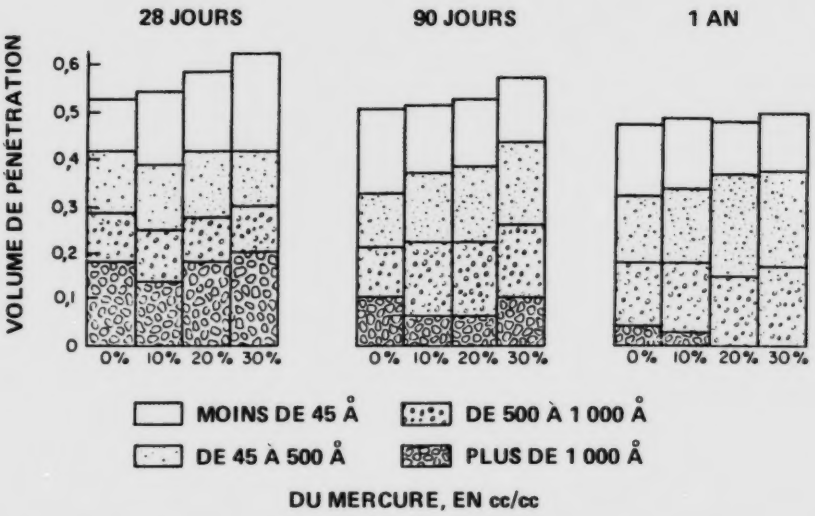


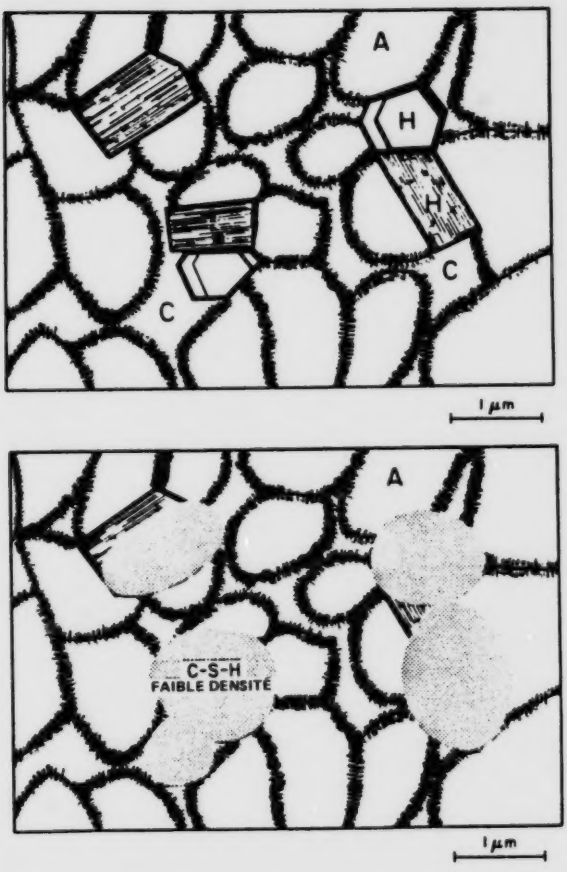
Figure 6.2 — Répartition de la taille des pores de pâtes hydratées renfermant diverses quantités de terre de Santorin (12)

Tableau 6.1 — Profondeur relative de la pénétration d'eau dans les pâtes pures hydratées*

Âge d'hydratation	Profondeur de la pénétration (mm)			
	Ciment Portland	Terre de Santorin		
		10 %	20 %	30 %
28 jours	26	24	25	25
90 jours	25	23	23	22
1 an	25	23	18	15

*Document de référence n° 12.

On peut observer une réduction appréciable de la perméabilité à l'eau pour les ciments contenant 20 ou 30 % de pouzzolane (à un an) lorsque le processus d'affinage des pores, c'est-à-dire la conversion des pores de plus de 1 000 Å en pores de taille inférieure, a été effectué pratiquement au complet. La figure 6.3 illustre sous forme d'un diagramme la réduction des grands pores capillaires par suite de la formation des produits résultant de la mise en oeuvre du principal effet pouzzolanique ($CH + S \rightarrow CSH$).



A représente l'agglomération de particules de CSH peu cristallines qui possèdent au moins une dimension colloïdale (de 1 à 100nm). L'espacement entre les particules au sein d'une agglomération se situe entre 0,5 et 3nm (moyenne de 1,5).

H représente des produits cristallins hexagonaux tels que CH, C_4ASH_{18}, C_4AH_{19}.
Ils forment de gros cristaux d'une largeur typique de 1 m.

C représente les cavités ou vides capillaires qui existent lorsque les espaces occupés à l'origine par l'eau ne sont pas complètement remplis par les produits d'hydratation du ciment.
La taille des vides capillaires se situe entre 10nm et 1 m mais elle est inférieure à 100nm dans des pâtes bien hydratées présentant un faible rapport eau-ciment.

CH + S — C-S-H de faible densité. La réaction pouzzolane transforme la phase plus dense de CH et les plus gros pores en C-S-H moins dense et en plus petits pores.

Figure 6.3 — Représentation schématique d'une pâte pure de ciment Portland bien hydratée (en haut) et d'une pâte de ciment Portland–pouzzolane (en bas)

7. PRESCRIPTIONS ET MÉTHODES D'ESSAI

Selon la norme C 618 de l'ASTM, les pouzzolanes naturelles à l'état brut ou calciné sont désignées sous le nom de pouzzolanes de classe N. Aux fins d'utilisation à titre de produit d'addition dans le ciment Portland ou d'adjuvant minéral dans du béton de ciment Portland, les matériaux pouzzolaniques doivent satisfaire à certaines exigences chimiques et physiques.

Exigences chimiques

Les exigences chimiques les plus utiles établies dans les prescriptions de nombreuses normes en vigueur dans le monde, telles la norme canadienne CAN 3-A 23.5 et la norme C 618 de l'ASTM, sont celles qui limitent à 10 % la perte maximale par ignition et à 3 % l'humidité libre. Ces exigences ont pour objet d'assurer que la pouzzolane soit à l'état sec et dûment calcinée avant son utilisation.

L'exigence selon laquelle l'ensemble des trois principaux oxydes (c'est-à-dire SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3) doivent représenter plus de 70 % de la pouzzolane constitue la règle la plus discutée parmi celles de la norme C 618 de l'ASTM. Lorsqu'ils sont présents à l'état non cristallin (vitreux) ou peu cristallin, ces constituants contribuent à l'effet pouzzolanique. Selon l'exigence minimale de la norme C 618 de l'ASTM relativement à la somme des composés SiO_2, Al_2O_3 et Fe_2O_3, il est présumé que ces oxydes sont toujours présents sous une forme réactive dans une pouzzolane, ce qui est rarement le cas. La plupart des pouzzolanes naturelles renferment des quantités considérables de quartz et de feldspath, lesquels se révèlent très cristallins et ne réagissent pas avec la chaux. Lea (1) a formulé les observations suivantes portant sur l'exigence de la norme C 618 de l'ASTM quant à la teneur en SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3:

> Ces exigences relatives à la composition globale n'apparaissent pas dans les prescriptions en vigueur en Europe et certaines pouzzolanes romaines satisfont à peine aux exigences américaines. Il n'y a pas lieu d'affirmer que ces limitations globales visant la composition présentent une valeur pratique, et elles peuvent se révéler inutilement limitatives.

On a souvent tenté de déterminer, par lessivage au moyen d'un acide ou d'un alcali, la teneur des constituants actifs présents dans une pouzzolane. La plupart des travaux réalisés à cet égard ont été résumés par Lea (1). L'extraction au moyen d'acide chlorhydrique ou d'acide nitrique, à chaud ou à froid, ou encore au moyen de solutions alcalines d'hydroxyde et de carbonate n'a permis de déterminer aucun lien entre, d'une part, le matériau soluble dans un acide ou dans un alcali et, d'autre part, les possibilités qu'une pouzzolane contribue à accroître la résistance d'un mortier ou d'un béton de ciment Portland.

Suivant certaines prescriptions, l'effet pouzzolanique doit être déterminé au moyen d'essais chimiques portant sur la capacité de fixation de la chaux que présente la pouzzolane. Il n'a été possible d'établir que dans certains cas un lien étroit entre la capacité de fixation de la chaux propre à une pouzzolane et la résistance d'un mortier normal composé d'un mélange de ciment Portland-pouzzolane. De nombreux chercheurs, notamment Massazza (21) ainsi que Takemoto et Uchikawa (14), en sont arrivés à la conclusion qu'il n'existe aucun lien entre les données obtenues par suite de ces deux essais. Puisque la résistance d'un mortier

est directement attribuable à la microstructure de la pâte hydratée qui est présente (c'est-à-dire la résistance intrinsèque du produit d'hydratation et la répartition de la taille des pores du système), Regourd et ses collaborateurs (22) ont souligné le fait que deux pouzzolanes présentant une capacité de fixation de la chaux comparable pouvaient posséder une microstructure différente.

Exigences physiques

Dans le cadre d'une méthode simple visant à assurer la qualité de l'effet pouzzolanique, il est utile de compter sur un essai et sur des prescriptions quant à la quantité maximale de particules grossières que peut renfermer une pouzzolane. À cet égard, la norme C 618 de l'ASTM limite à 34 % le refus au tamis 325, c'est-à-dire les grains de plus de 45 m; d'autres établissent une limite moins élevée, par exemple la norme IS-1344 de l'Inde, en vertu de laquelle la proportion maximale de particules supérieures à 45 m est limitée à 12 %.

La taille des particules ne constitue pas le seul paramètre servant à vérifier l'effet pouzzolanique; mentionnons également la composition ainsi que la quantité de constituants réactifs, tels le verre, lesquelles se révèlent difficiles à déterminer. La plupart des prescriptions établies dans les normes commandent donc un essai direct de l'effet pouzzolanique ainsi qu'un indice d'activité minimal. En règle générale, cet essai comporte la détermination de la résistance à la compression d'un mortier d'essai renfermant un mélange chaux-pouzzolane ou de ciment Portland-pouzzolane dans des proportions précises et durci dans des conditions données. En raison de la qualité variable de la chaux et de son incidence sur les résultats des essais, de nombreux chercheurs ne préconisent pas les essais effectués sur un mélange chaux-pouzzolane.

Dans l'essai de l'effet pouzzolanique effectué sur du ciment Portland en vertu de la norme C 311 de l'ASTM, le ciment du mortier d'essai est remplacé à 35 % de son volume par la pouzzolane. Non pas constant mais plutôt variable, le rapport eau-ciment dans le mortier d'essai est déterminé suivant un essai de consistance normalisé, ce qui constitue un élément inacceptable de la méthode d'essai de l'effet pouzzolanique de la norme C 311 de l'ASTM. La résistance d'un ciment varie selon sa porosité (c'est-à-dire le rapport eau-ciment) initiale et selon la mesure dans laquelle les produits d'hydratation remplissent le volume des pores. Si l'on avait utilisé des rapports eau-ciment différents pour effectuer l'essai de l'effet pouzzolanique de deux pouzzolanes, les données relatives à la résistance correspondant à un niveau d'hydratation donné ne fourniraient pas un indice réel de leur effet, car la résistance varie aussi selon la porosité initiale.

En raison de la microporosité et de la grande surface spécifique de la plupart des pouzzolanes naturelles, la proportion d'eau nécessaire pour l'essai de consistance normalisé est d'ordinaire plus élevée. La majorité des prescriptions des normes font état d'une limite arbitraire quant à la teneur en eau nécessaire. Il est possible que de telles limites arbitraires se révèlent indument restrictives, car on peut remédier à une trop grande quantité d'eau par l'utilisation d'un réducteur d'eau (23).

La norme C 618 de l'ASTM fait aussi état de certaines prescriptions relatives à la stabilité qui reposent sur une méthode d'essai selon laquelle la pâte de ciment Portland-pouzzolane est soumise à une température et à une pression élevées en autoclave. À l'origine, cette méthode avait été mise au point pour fins d'évaluation de la stabilité du ciment Portland renfermant de grandes quantités indésirables de MgO ou de CaO cristallins. Comme les pouzzolanes naturelles ne contiennent aucun des oxydes favorisant l'expansion, elles satisfont bien aux exigences de l'essai de stabilité et des prescriptions. Toutefois, il est généralement entendu que l'essai de stabilité et les prescriptions établies à cet égard n'ont pas de valeur et devraient être éliminés des normes.

8. PROPRIÉTÉS DU BÉTON RENFERMANT DES POUZZOLANES NATURELLES

Parmi les modifications apportées aux propriétés du béton de ciment Portland par suite de l'ajout d'une pouzzolane, mentionnons un ralentissement du taux de prise et de durcissement, un accroissement de la résistance finale, une baisse de la chaleur d'hydratation et une amélioration du rendement en milieu acide. Ces avantages techniques que présente l'utilisation de pouzzolanes dans le béton ne se limitent pas de toute évidence aux pouzzolanes naturelles; de fait, le recours à des sous-produits industriels, tels les cendres volantes, permet aussi d'enbénéficier. Toutefois, le présent chapitre ne porte que sur les pouzzolanes naturelles.

Temps de prise

L'addition d'une pouzzolane naturelle au ciment Portland entraîne un accroissement du temps de prise attribuable en partie à l'effet de dilution (c'est-à-dire la dilution de l'ingrédient le plus actif, soit le ciment Portland) et en partie à l'augmentation de la teneur en eau nécessaire pour préparer une pâte d'une consistance normale. Ainsi, Nicolaidis (24) déclare que les temps de début et de fin de prise d'un ciment Portland mélangé renfermant 20 % de terre de Santorin ont augmenté de vingt minutes, en comparaison des temps de prise d'un ciment Portland pur. Les teneurs en eau nécessaires pour préparer une pâte d'une consistance normale s'élevaient respectivement à 24,5 et 26,5 % pour le ciment Portland et pour le ciment Portland mélangé.

Ressuage

De nombreux chercheurs ont noté une diminution considérable du taux de ressuage dans le cas des ciments Portland à la pouzzolane. Par exemple, en se servant de la méthode C 243-55 de l'ASTM, Nicolaidis (24) a observé des taux de ressuage se situant respectivement à 127×10^{-6} et 84×10^{-6} cm^3/cm^2 par seconde pour le ciment Portland et pour le ciment Portland à la pouzzolane (renfermant 20 % de terre de Santorin). Par ailleurs, Davis et Klein (17) ont observé une diminution plus marquée encore lorsqu'ils ont utilisé dans un mélange de béton maigre de la diatomite finement broyée provenant de Lompoc, en Californie. Après une heure, le ressuage dans le béton servant de point de référence (sans diatomite) s'élevait à 22 % de toute l'eau présente. Or, en remplaçant le ciment à 11 % de son poids par la diatomite, l'eau de ressuage ne représentait que 2 % de la quantité totale d'eau.

La diminution du ressuage est attribuable en partie à l'interférence produite par les particules de pouzzolane finement pulvérisée vers les canaux capillaires dans un mélange de béton fraîchement tassé et en partie à la microporosité des matériaux pouzzolaniques. On croit maintenant que la limitation du ressuage interne du béton joue un rôle important lorsqu'il s'agit de déterminer la résistance de la zone de transition entre granulat et pâte pure et, par conséquent, les propriétés mécaniques du béton (25).

Il y a lieu de noter que, sur le plan de la rétention d'eau, les pouzzolanes naturelles, telles les cendres volcaniques et les argiles calcinées, diffèrent des pouzzolanes dérivées de sous-produits, telles les cendres volantes. L'ajout d'une pouzzolane naturelle accroît d'ordinaire la teneur en eau nécessaire dans le béton, alors que l'ajout d'une pouzzolane dérivée de sous-produits a un effet réducteur d'eau. *Un rapport eau-ciment plus élevé dans un mélange de béton renfermant une pouzzolane naturelle ne porte pas forcément atteinte à la résistance, car une partie de l'eau de gâchage sera adsorbée par la pouzzolane et, de ce fait, n'entraînera pas une augmentation correspondante de la porosité du béton durci. Selon Nicolaidis (24), cette eau adsorbée serait par la suite disponible aux fins de mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique.*

Chaleur d'hydratation

En utilisant une pouzzolane naturelle d'Italie, Massazza et Costa (13) ont démontré que l'addition d'une pouzzolane dans un ciment Portland entraînait une nette diminution de la chaleur d'hydratation (voir la figure 8.1). Toutefois, cette réduction ne se révélait pas directement proportionnelle à la quantité de ciment remplacé. De fait, cette réduction était moindre en raison d'une certaine évolution de la chaleur observée au cours de la mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique. Par exemple, lorsque la proportion de ciment remplacé équivalait à 20 %, la chaleur

d'hydratation du ciment Portland à 90 jours régressait de 94 à 85 cal/g et à 28 jours, de 85 à 76 cal/g. De même, en remplaçant 20 % du ciment Portland grec par la terre de Santorin, Nicolaidis (24) a observé une baisse de 9 cal/g au titre de la chaleur d'hydratation à 7 jours.

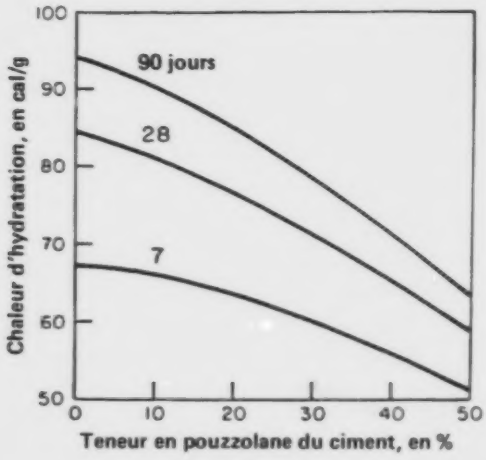


Figure 8.1 — Effet de l'emploi d'une pouzzolane naturelle italienne sur la chaleur d'hydratation du ciment (13)

La capacité des matériaux pouzzolaniques à diminuer la chaleur d'hydratation dans des mélanges de ciment Portland-pouzzolane est largement exploitée dans les constructions en béton de masse, où les risques de fissuration attribuables à une variation thermique peuvent constituer un grave problème. À cette fin, comme il a été précisé plus tôt, les pouzzolanes naturelles ont été utilisées pour la première fois aux États-Unis de 1910 à 1912 pour construire l'aqueduc de Los Angeles et par la suite pour construire le pont de la baie de San Francisco et celle du Golden Gate, ainsi que des barrages Friant, Bonneville, Davis, Glen Canyon, Flaming Gorge, Wanapum et John Day (9).

Résistance mécanique

Bien que l'effet pouzzolanique commence à se manifester dans une pâte de ciment Portland-pouzzolane dès la libération des alcalis et des ions de calcium au cours de l'hydratation du ciment Portland, la plus grande partie de cet effet et, par conséquent, de l'évolution de la résistance qui y est associée semble se produire après sept jours d'hydration. Les figures 8.2 et 8.3 illustrent les résultats typiques d'une recherche portant sur l'effet du temps de durcissement sur la résistance à la compression des mortiers de l'ASTM C 109 de ciments Portland-pouzzolane renfermant 10, 20 ou 30 % de terre de Santorin.

Selon les données relatives à la résistance à la compression à 1, 3, 7 et 28 jours (voir la figure 8.2), il apparaît évident que la résistance jusqu'à sept jours se révélait à peu près proportionnelle à la quantité de ciment Portland présent dans le ciment mélangé, ce qui démontre que la mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique n'était alors pas assez avancée pour influer sur la résistance. Toutefois, à 28 jours, la résistance du ciment renfermant 10 % de pouzzolane était légèrement plus élevée que celle du ciment Portland servant de point de référence; quant aux ciments contenant 20 et 30 % de pouzzolane, leurs résistances respectives étaient de 7 et 18 % plus faibles que la résistance du ciment témoin. Sur la foi des données présentées à la figure 8.2, on en est arrivé à la conclusion que l'incidence bénéfique produite sur la résistance par la mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique au cours de la période se situant entre le 7e et le 28e jour d'hydration ne se révélait pas considerable.

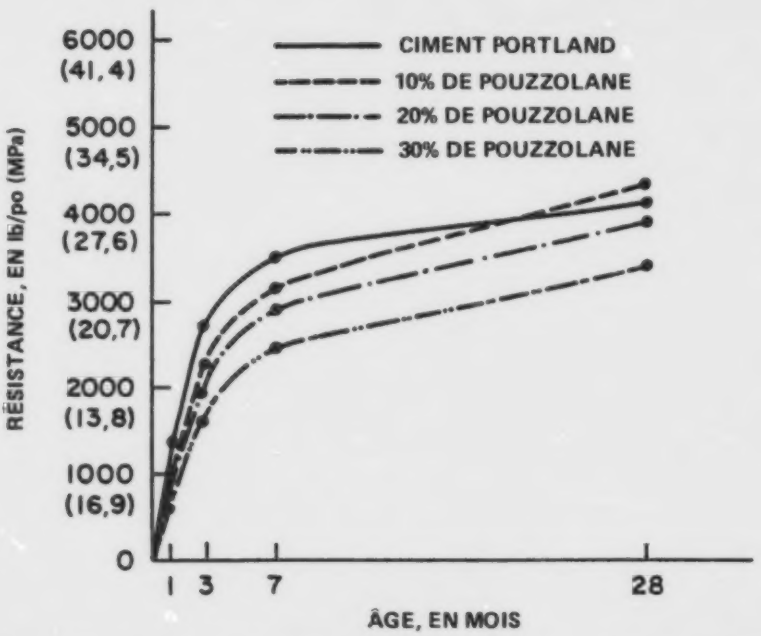


Figure 8.2 — Résistance à la compression jusqu'à 28 jours pour des ciments renfermant de la terre de Santorin (12)

Les données présentées à la figure 8.3 en regard des périodes de 28 jours, de 90 jours et d'un an démontrent que les ciments renfermant 10 et 20 % de terre de Santorin présentaient à 90 jours une résistance supérieure d'environ 10 % à celle du ciment témoin. À un an, la résis-

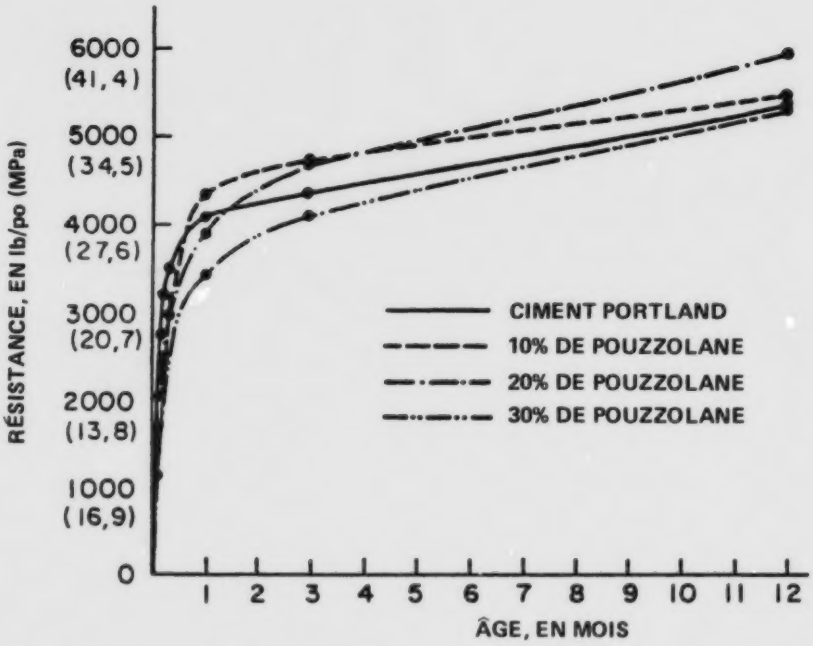


Figure 8.3 — Résistance à la compression jusqu'à 12 mois pour des ciments renfermant de la terre de Santorin (12)

tance du ciment contenant 30 % de pouzzolane était comparable à celle du ciment Portland servant de point de référence, tandis que les deux autres ciments à la pouzzolane affichaient une résistance supérieure à celle du ciment témoin. La figure 8.4 illustre des résultats semblables sur l'effet obtenu par Massazza et Costa (13) par suite du remplacement de ciment Portland par une pouzzolane naturelle italienne. Ces auteurs confirment la lenteur de la réaction qui se produit entre la chaux et la pouzzolane et ils en arrivent à la conclusion que les ciments à la pouzzolane présentent au début une résistance moindre que celle du ciment Portland servant de point de référence; toutefois, la résistance finale peut se révéler supérieure, selon la qualité et la quantité de pouzzolane utilisée. Il semble qu'on devrait éviter d'utiliser dans le ciment mélangé trop de pouzzolane, c'est-à-dire plus de 30 % du poids du ciment mélangé, lorsqu'une réduction considérable de la résistance mécanique ne peut être tolérée, en particulier au début et par temps froid.

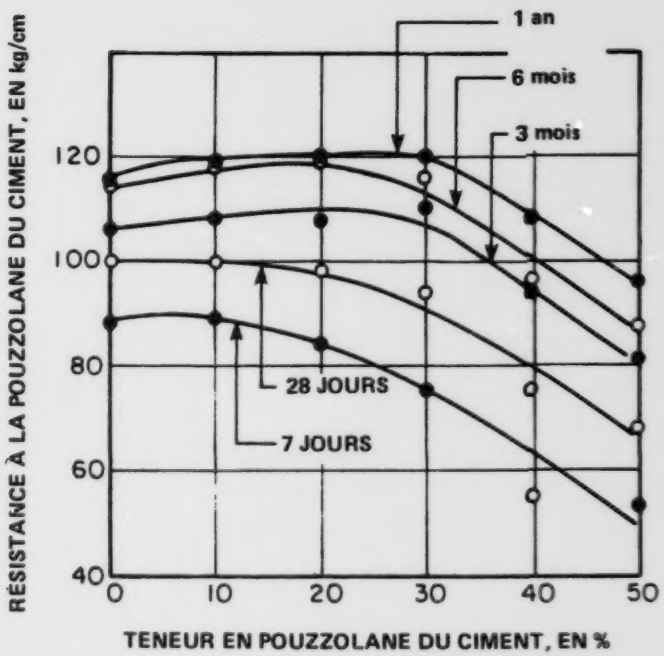


Figure 8.4 — Effet du remplacement de ciment Portland par une pouzzolane naturelle italienne sur la résistance à la compression d'un mortier ISO (13)

Résistance aux sulfates

L'attaque du béton par les sulfates entraîne d'ordinaire l'expansion, la fissuration et la perte de la résistance mécanique attribuables à la formation d'ettringite et de gypse. Ces minéraux se forment par suite d'une interaction entre une eau sulfatée et des produits d'hydratation du ciment, tels le monosulfate hydraté (C_4ASH_{18}) et l'hydroxyde de calcium (CH). L'eau de mer et les eaux souterraines provenant de sols alcalins constituent les plus fréquentes sources de sulfate dans les eaux naturelles.

Il est notoire que l'utilisation de pouzzolanes naturelles, sous forme de mélanges liants chaux-pouzzolane ou de ciment Portland-pouzzolane, favorise la durabilité du béton exposé à l'eau sulfatée. Cette durabilité est attribuable au fait non seulement que l'effet pouzzolanique réduit la perméabilité du béton, mais aussi qu'il entraîne la formation de produits résistant aux sulfates (c'est-à-dire moins d'hydroxyde de calcium dans la pâte hydratée et du CSH présentant un plus faible rapport de

CaO à SiO_2). Les résultats obtenus par suite de maintes recherches effectuées en laboratoire, y compris ceux dont il est traité ci-après, semblent confirmer que l'addition d'une pouzzolane naturelle améliore la résistance du ciment Portland aux sulfates.

Massazza et Costa (13) ont décrit l'effet produit par le remplacement de ciment Portland par 10, 30 et 40 % d'une pouzzolane naturelle italienne sur l'expansion de prismes de mortier 1:3 placés pendant plus de cinq ans dans une solution de $MgSO_4$ à 1 % (voir la figure 8.5). Ils ont noté une réduction considérable de l'expansion des mortiers dans lesquels 30 ou 40 % du ciment avait été remplacé par la pouzzolane. Selon ces auteurs, ces résultats sont attribuables à la réduction de la teneur en hydroxyde de calcium et à une plus grande imperméabilité. Ils sont d'avis que l'hydroxyde de calcium libre dans des ciments à la pouzzolane hydratés serait non seulement présent en quantité moindre, mais aussi entouré d'un gel de CSH imperméable. Ces conditions ne favorisent pas la formation d'ettringite, laquelle est d'ordinaire considérée comme étant l'agent provoquant l'expansion et la fissuration.

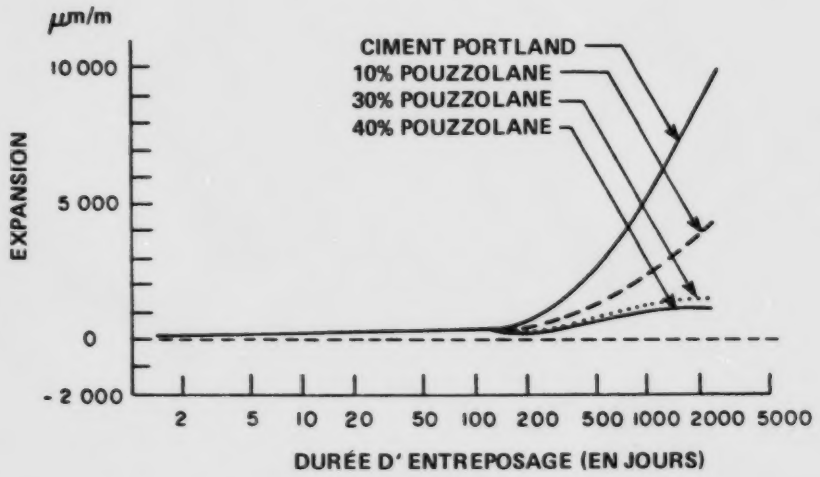


Figure 8.5 — Effet du remplacement de ciment Portland par une pouzzolane naturelle italienne sur l'expansion d'un mortier 1:3 (13)

Dans le cadre d'une autre étude, deux méthodes ont été utilisées afin d'évaluer l'effet produit sur la résistance aux sulfates par suite du remplacement d'un ciment Portland de type I par 10, 20 ou 30 % de terre de Santorin (12). Selon la première méthode, les prismes de mortier présentant un rapport sable-ciment de 2 et un rapport eau-ciment de 0,6 ont été durcis par voie humide à une température normale pendant

28 jours, après quoi ils ont été immergés dans une solution de Na_2SO_4 à 10 %. Cette solution était changée une fois la semaine et les chercheurs mesuraient à intervalles réguliers l'expansion des prismes jusqu'à la 26e semaine (voir le tableau 8.1). Pour les motifs indiqués plus tôt, il est possible ici encore d'observer à partir des données relatives à l'expansion que l'attaque par le sulfate s'est révélée beaucoup moins grave dans le cas des mortiers renfermant 20 ou 30 % de pouzzolane.

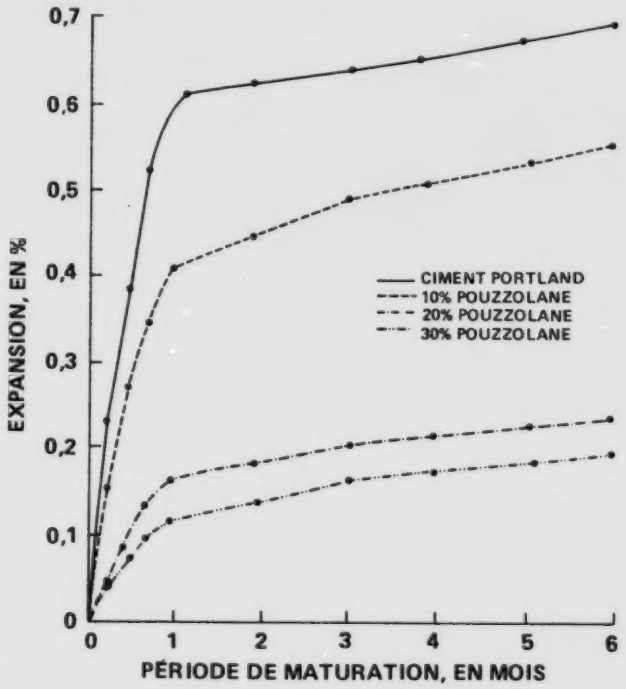


Figure 8.6 — Limitation de l'expansion alcali-silice par la terre de Santorin (12)

Le second essai de résistance aux sulfates auquel ont été soumis les ciments Portland mélangés contenant de la terre de Santorin mettait en jeu une méthode accélérée (26). Suivant cet essai, le critère d'évaluation de la résistance aux sulfates correspond à la perte relative de la résistance à la compression lorsque des échantillons de pâte pure de ciment Portland sont plongés dans une solution de Na_2SO_4 à 4 %, dont le pH et la concentration en sulfate sont maintenus à un niveau constant. Avant leur immersion dans le sulfate, les échantillons ont fait l'objet d'une maturation accélérée à 50 °C pendant sept jours. Dans le

contexte de cet essai, on considère que les ciments dont la résistance accuse une diminution égale ou supérieure à 25 % après une exposition au sulfate s'étendant sur 28 jours ne présentent pas un rendement satisfaisant. Cette fois encore, les données d'essai présentées au tableau 8.2 confirment la conclusion tirée du premier essai, que les ciments renfermant 20 ou 30 % de terre de Santorin résistaient à l'attaque des sulfates. Alors que le ciment Portland servant de point de référence et le ciment renfermant 10 % de terre de Santorin avaient perdu plus de 50 % de leur résistance après avoir été plongés dans le sulfate, cette perte ne dépassait pas 20 % dans le cas des ciments contenant 20 ou 30 % de terre de Santorin.

Tableau 8.1 — Expansion de prismes de mortier dans une solution de sulfate*

	Expansion, en %			
Type de ciment	4 semaines	8 semaines	12 semaines	26 semaines
Ciment Portland	0,004	0,034	0,212	0,520
10 % de terre de Santorin	0,006	0,018	0,071	0,285
20 % de terre de Santorin	0,007	0,010	0,048	0,050
30 % de terre de Santorin	0,006	0,008	0,027	0,050

*Document de référence n° 12.

Tableau 8.2 — Perte de la résistance à la compression de cylindres de pâte dans une solution de sulfate maintenue à un pH constant*

Type de ciment	Résistance avant immersion, MPa	Résistance après immersion (28 jours), MPa	Perte de résistance
Ciment Portland	18,0	6,1	65 %
10 % de terre de Santorin	18,5	9,5	49 %
20 % de terre de Santorin	16,1	12,9	20 %
30 % de terre de Santorin	15,2	12,8	16 %

*Document de référence n° 12.

Les travaux de Davis et de ses collaborateurs (27) portant sur l'influence de diverses pouzzolanes naturelles provenant de la Californie sur la résistance du ciment soumis à l'action d'une solution de sulfate de soude ont révélé pourquoi certains types de pouzzolanes sont utiles

dans la lutte contre l'attaque des sulfates, tandis que d'autres ne le sont pas. Bien que les ciments Portland mélangés renfermant des silices cristallines, du granite et du quartz accusaient une diminution de la résistance aux sulfates, ceux qui renfermaient une silice réactive, tels le schiste argileux de Monterey, la terre à diatomées et la pumicite, entraînaient une amélioration de la résistance à l'attaque des sulfates. Les résultats de ces travaux confirment l'analyse préalable, que seuls les matériaux susceptibles de donner lieu à la mise en oeuvre d'un effet pouzzolanique avec la chaux peuvent offrir les avantages techniques d'ordinaire liés à leur utilisation dans le béton.

Résistance à l'expansion alcali-silice

On sait que l'interaction chimique de certains minéraux siliceux formant des constituants du granulat avec les alcalis que renferme le ciment Portland provoque l'expansion et la fissuration du béton. La méthode utilisée couramment pour réduire les risques d'expansion fait appel à un ciment faible en alcalis. Par ailleurs, lorsque cela est possible, on peut remplacer la source de granulat réactif par une source non réactive. Quand il apparaît impossible d'éviter l'utilisation d'un ciment Portland à haute teneur en alcalis (équivalant à plus de 0,6 % de Na_2O) en combinaison avec un granulat comportant des constituants réactifs aux alcalis, le phénomène d'expansion peut être limité par l'incorporation dans le mélange de béton d'un matériau pouzzolanique dont l'efficacité à réduire l'expansion alcali-granulat a été démontrée au cours d'essais en laboratoire.

Les mécanismes par lesquels la réaction alcali-silice dans le béton peut provoquer l'expansion et par lesquels l'utilisation d'un matériau pouzzolanique réduit cette expansion ne sont pas très bien compris. Selon certains chercheurs, l'expansion et la fissuration résultent de la pression osmotique lorsque les gels de silicates alcalins absorbent de grandes quantités d'eau. On présume donc que, selon la taille des particules, la réactivité et la quantité de pouzzolane ajoutée, il se peut que le gel de silice alcaline soit réparti uniformément dans le béton, ce qui élimine les risques de formation d'une grande masse de gel qui entraînerait une pression osmotique localisée suffisante pour provoquer une rupture du béton (28,29). D'autres sont d'avis que, en présence de pouzzolane, des silicates de chaux alcalins peu solubles présentant un faible rapport alcali-silice se forment, au lieu de gels de silice alcaline.

Quel que soit le mécanisme suivant lequel l'expansion liée à la réaction alcali-silice est limitée par l'incorporation d'une pouzzolane dans le béton, de nombreux chercheurs ont observé que les pouzzolanes naturelles fournissent à cette fin un meilleur rendement que les matériaux pouzzolaniques dérivés de sous-produits. Ainsi, Pepper et Mather (30) ont découvert que le pourcentage en volume solide de pouzzolane nécessaire à titre de produit de remplacement du ciment Portland pour obtenir une réduction appropriée de l'expansion (de manière à satis-

faire aux exigences de la norme C 441 de l'ASTM) se situait à 20 % pour la diatomite, entre 20 et 30 % pour le schiste argileux calciné et entre 40 et 50 % pour les cendres volantes.

Toutes les pouzzolanes naturelles ne s'attaquent pas avec la même efficacité à l'expansion alcali-silice. D'après Pepper et Mather (30), dans le cas du verre volcanique, il était nécessaire de remplacer le ciment dans une proportion de 30 à 35 % de manière à satisfaire aux exigences de la norme C 441 de l'ASTM. De même, les résultats de travaux de recherches faisant appel à une méthode d'essai accéléré (31) démontrent (voir la figure 8.6) qu'un ciment Portland (équivalant à 1 % de Na_2O), renfermant 20 ou 30 % de terre de Santorin limitait de façon très satisfaisante l'expansion alcali-silice. On peut souligner ici que de nombreuses pouzzolanes naturelles présentent elles-mêmes une teneur élevée en alcalis. Par exemple, l'analyse chimique de la terre de Santorin (voir le tableau 3.1) révèle que ce matériau renferme 3,9 % de Na_2O et 2,6 % de K_2O (équivalant à 5,6 % de Na_2O). Lorsque le béton se trouve dans des conditions normales, il semble *que les ions des alcalis, liés dans la structure atomique de type cristalline du feldspath ou du mica, ne soient pas libérés et ne jouent par conséquent aucun rôle nocif dans l'expansion alcali-silice.*

Résistance au gel

L'incorporation de pouzzolanes naturelles ne porte pas atteinte à la durabilité du béton face au gel et au dégel, pourvu qu'il ait fait l'objet d'une protection appropriée par entraînement d'air. Les pouzzolanes finement broyées ont tendance à diminuer la quantité d'air entraîné dans un mélange de béton. Donc, il est possible qu'elles exigent un dosage supérieur à la normale des ajouts d'entraîneurs d'air afin d'obtenir une quantité donnée d'air entraîné ou le facteur d'espacement souhaité.

Retrait au séchage

Le retrait des produits renfermant des mélanges de ciment Portland-pouzzolane est généralement supérieur à celui du produit correspondant ne contenant que du ciment Portland. Cet écart est prévisible, car le retrait d'une pâte hydratée est d'ordinaire attribuable à la teneur en CSH, laquelle serait relativement plus élevée dans le cas des mélanges de ciment Portland-pouzzolane. De nombreux chercheurs ont toutefois noté que la *propension à la fissuration provoquée par le retrait dans les bétons renfermant une pouzzolane est moindre que dans les bétons correspondants sans pouzzolane.*

Il existe probablement deux explications qui démontrent pourquoi l'incidence de la fissuration attribuable au retrait dans les produits de ciment Portland-pouzzolane n'est pas aussi élevée que prévue. En premier lieu,

l'effet de contrainte du granulat sur le retrait de la pâte dans le mortier ou le béton contribue dans une plus grande mesure à la détermination de l'ampleur globale du retrait. Dans le cadre d'un essai portant sur le retrait à 90 jours dans des prismes de mortier, Massazza et Costa (13) ont découvert que le retrait du ciment renfermant une pouzzolane italienne s'élevait à peine à 943 m/m, en comparaison de 890 m/m pour le ciment Portland ordinaire. Au cours d'une autre étude portant sur des prismes de béton et une période de séchage de 80 semaines (12), on a établi que le retrait dans les bétons fabriqués à partir de ciments mélangés renfermant 10, 20 ou 30 % de terre de Santorin différait peu du retrait observé dans le cas du ciment Portland servant de référence (voir la figure 8.7).

Il est probable que la seconde explication de la diminution relative de la fissuration dans les produits contenant un mélange de ciment Portland-pouzzolane réside dans la zone de transition plus forte entre le granulat et la pâte, par comparaison avec un béton correspondant (qui présente un rapport eau-ciment similaire) sans pouzzolane. Pour un rapport eau/liant déterminé, les résistances à la flexion et à la traction d'un béton renfermant un mélange de ciment Portland-pouzzolane

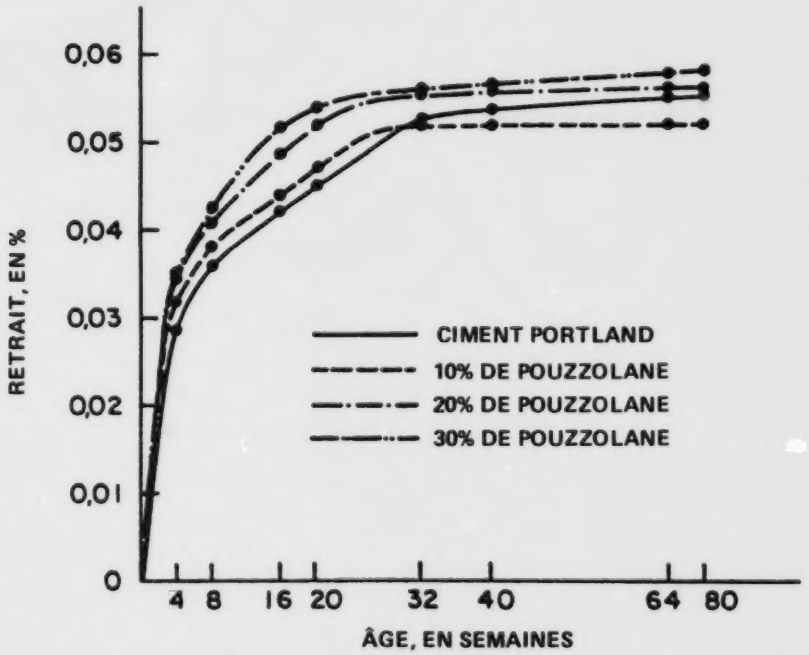


Figure 8.7 — Retrait de prismes de béton fabriqués à partir de ciments renfermant diverses quantités de terre de Santorin (12)

ont donc tendance à être plus élevées que dans le cas du béton de ciment Portland, ce qui accroît la capacité de déformation en traction et par conséquent la résistance à la fissuration du ciment Portland à la pouzzolane dans des conditions de retrait déterminées.

9. PERSPECTIVES D'UTILISATION DE POUZZOLANES NATURELLES

Lorsqu'elles sont employées correctement comme constituants des ciments Portland à la pouzzolane ou comme adjuvants dans le béton de ciment Portland, les pouzzolanes peuvent améliorer le rendement du béton tant à l'état frais qu'à l'état durci. De fait, certains avantages techniques que présente l'utilisation de pouzzolanes dans le béton ne peuvent être obtenus lorsqu'un ciment Portland ordinaire est utilisé seul. Parmi ces avantages, mentionnons une plus grande ouvrabilité, une chaleur d'hydratation moindre, une étanchéité et une résistance finale accrues ainsi qu'une meilleure résistance aux sulfates et à l'expansion alcali-granulat. De surcroît, dans bien des cas, l'utilisation de pouzzolanes dans le béton se révèle économique et elle permet de réaliser des épargnes d'énergie.

Des sous-produits industriels, telles les cendres volantes et les fumées de silice condensées, sont de plus en plus utilisés à titre de pouzzolanes, parce qu'ils sont abondants dans de nombreuses parties du monde et que, contrairement à des pouzzolanes naturelles, d'habitude il n'est pas nécessaire de les pulvériser ou de les soumettre à un traitement thermique avant de s'en servir. Néanmoins, dans plusieurs pays, par exemple en Chine, en Grèce, en Italie, en Inde, et au Mexique, on utilise aujourd'hui encore des millions de tonnes de pouzzolanes naturelles pour fabriquer des ciments Portland mélangés. Pour des raisons d'économie et d'épargne d'énergie, il y a tout lieu de croire que l'utilisation de ces matériaux se poursuivra, ou même qu'elle augmentera, à l'avenir.

BIBLIOGRAPHIE

1. Lea, F.M. *The Chemistry of Cement and Concrete*; Chemical Publishing, Inc.; 1971.

2. Effstathiadis, E. *Greek Concrete of Three Milleniums*; Hellenic Ministry of Public Works; April 1978.

3. Malinowski, R. "Concrete and mortars in ancient aqueducts"; *Concrete International* 66-76; January 1979.

4. Collepardi, Mario, Personal Communication; University of Anacona, Italy; September 1985.

5. Locher, F.W. Reasearch Inst. of German Cement Industry West Germany; Personal Communication; August 1985.

6. Kassautzki, L. "Phonolite as a pozzolanic addition to cement"; *Cement Kalk Gips* 12:688-92; 1983.

7. Price, W.H. "Pozzolans - A review"; Journal American Concrete Institute, Proceedings 72, 225-232; May 1975.

8. Meissner, H.S. "Pozzolans used in mass concrete"; *ASTM, Special Technical Publication* 99:16-30; 1950.

9. Mielenz, R.C. "Mineral admixtures - History and background"; *Concrete International* 34-42; August 1983.

10. Wu, Zhongwei, Building Materials Research Inst., Peking, China; Personal Communication; August 1985.

11. Poo, Ramon, Grupa Cementos Mexicano; Personal Communication; April 1985.

12. Mehta, P.K. "Studies on blended portland cements containing Santorin earth"; *Cement and Concrete Research* 11:507-518; 1981.

13. Massazza, F., and Costa, U. "Aspects of the pozzolanic activity and properties of pozzolanic cements"; *Il Cemento* 76:3-18; Jan.-March 1979.

14. Takemoto, K., and Uchikawa, H. "Hydration of pozzolanic cements"; *Proceedings, Seventh International Congress on Chemistry of Cement*; Paris; 1980.

15. *Mielenz, R.C.; Whitte, L.P.; and Glantz, O.J.* "Effect of calcination on natural pozzolans"; *ASTM, Special Technical Publication* 99:43-91; 1950.

16. Schwiete, H.E.; Ludwig, U.; and Wigger, K.M. "Constituents of Rheinisch and Bayrischer trasses"; *Forshungsber NRW*, No. 956; 1961.

17. Davis, R.E., and Klein, A. "Effect of the use of diatomite treated with air entraining agents upon properties of concrete"; *ASTM, Special Technical Publication* 99:913-108; 1950.

18. Jun-Yuan He; Scheetz, B.E.; and Roy, D.M. "Comparison of tuff and fly ash"; *American Ceramic Society Bulletin* 64:5:707-711; 1985.

19. Turriziani, R. "Aspects of the chemistry of pozzolans"; *The Chemistry of Cements* V. 2; Editor H.F.W. Taylor; Academic Press; pp. 69-86; 1964.

20. Massazza, F., and Costa, U. "Factors determining the development of strength in lime-pozzolana pastes"; *Silicate Conference*; Budapest, Hungary; 1977.

21. Massazza, F. "Chemistry of pozzolanic additions and mixed cements"; *Proceedings, Sixth International Symposium on Chemistry of Cements*; Moscow; 1974.

22. Regourd, M.; Montureux, B.; and Gautier, E. "Hydraulic reactivity of various pozzolans"; *Fifth International Symp. On Concrete Technology*; Univ. of Neuvo Leon, Mexico; pp. 1-14; 1981.

23. Mehta, P.K. "Specifications and test methods for mineral admixtures - An overview"; *Proceedings, Second International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; Madrid, Spain; ACI SP91, 637-658; Editor, V.M. Malhotra; 1986.

24. Nicolaidis, N. "Santorin earth - an active admixture in Greek portland cements"; *Proceedings, Thirtieth International Congress of Industrial Chemistry*; Athens; 1957.

25. Mehta, P.K. *Concrete - Structure, Properties, and Materials*; Prentice-Hall Inc.; 1986.

26. Mehta, P.K. "Evaluation of sulphate resistance by a new test method"; *Journal American Concrete Institute* 72:573-575; 1975.

27. Davis, R.E.; Hanna, W.C.; and Brown, E.H. "Strength, volume change, and sulphate resistance of mortars containing portland-pozzolan cements"; *ASTM, Special Technical Publication* 99:131-152; 1950.

28. Lerch, W.C. "Studies of some method of avoiding expansion and pattern cracking associated with the alkali-aggregate reaction"; *ASTM, Special Technical Publication* 153-177; 1950.

29. Stanton, T.E. "Studies of the use of pozzolans for counteracting excessive concrete expansion resulting from reaction between aggregates and alkalies in cement"; *ASTM, Special Technical Publication* 178-201; 1950.

30. Pepper, L., and Mather, B. "Effectiveness of mineral admixtures in preventing excessive expansion of concrete due to alkali-aggregate reaction"; *Proceedings ASTM* 59:1178-1203; 1959.

31. Brotshi, J., and Mehta, P.K. "Test methods for determining potential alkali-silica reactivity of cements"; *Cement and Concrete Research* 8:191-200; 1978.

CHAPITRE 2

UTILISATION DES CENDRES VOLANTES DANS LA PRÉPARATION DU BÉTON

par
E.E. Berry
E.E. Berry and Associates
Oakville (Ontario)

et

V.M. Malhotra
Laboratoires des sciences minérales
CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada

1. INTRODUCTION

Les cendres volantes sont un sous-produit de la combustion du charbon pulvérisé utilisé dans les centrales thermiques. Des installations de dépoussiérage recueillent les fines particules résiduelles contenues dans les gaz de combustion avant leur rejet dans l'atmosphère.

Les particules de cendres volantes présentent en général une forme sphérique, et leur diamètre varie de moins de 1 μm à plus de 150 μm, la majorité mesurant moins de 45 μm. Pour tout échantillon de cendres volantes donné, la plage des dimensions des particules est largement fonction du type d'installation de dépoussiérage utilisé. Les cendres volantes provenant des chaudières de centrales moins récentes, où seuls des dépoussiéreurs mécaniques, sont utilisés sont plus grosses que celles recueillies dans les centrales équipées de précipitants électrostatiques.

La composition chimique des cendres volantes est déterminée par les différents types de matières incombustibles présentes dans le charbon utilisé de même que par leur quantité relative. Plus de 85 % de la plupart des cendres volantes renferment des composés chimiques et du verre formés à partir des éléments de silicium, aluminium, fer, calcium et magnésium. En règle générale, les cendres volantes issues de la combustion de charbons sub- bitumineux contiennent plus de calcium et moins de fer que celles qui sont obtenues à partir de charbons bitumineux. Le charbon imbrûlé s'unit aux cendres volantes pour former des particules de carbone, dont la quantité varie suivant de tels facteurs que le taux de combustion, le rapport air-combustible, et le degré de pulvérisation du charbon. D'ordinaire, les cendres volantes obtenues à partir de charbons sub-bitumineux ne renferment que très peu de carbone imbrûlé. Les centrales ne fonctionnant que par intermittence (centrales électriques de pointe) et utilisant des charbons bitumineux comme combustible produisent les cendres volantes comportant le plus fort pourcentage de carbone imbrûlé.

Les cendres volantes possèdent des propriétés pouzzolaniques. La pouzzolane est définie (1) comme étant «un matériau siliceux ou un matériau siliceux et alumineux qui ne possède par lui-même aucune ou à peu près aucune valeur liante mais qui, sous forme de poudre très fine et en présence d'humidité, réagit chimiquement avec l'hydroxyde de calcium à des températures ordinaires pour former des composés possédant des propriétés liantes». Les cendres volantes contiennent des silicates d'aluminium métastables qui réagissent avec les ions de calcium en présence d'humidité pour former des hydrates de silicate de calcium.

L'expression *cendres volantes* a été créée par l'industrie de l'énergie électrique vers 1930. Les premières attestations bien documentées de

leur utilisation dans la fabrication du béton en Amérique du Nord ont été fournies par Davis et ses collaborateurs en 1937 (2). La première application pratique d'importance a été relatée en 1948 dans une publication du Bureau of Reclamation des États-Unis consignant des données sur l'utilisation des cendres volantes dans la construction du barrage Hungry Horse. L'usage de ce procédé s'est peu à peu répandu partout dans le monde à la suite de ces premiers travaux, et sa croissance a été particulièrement évidente à la suite de l'augmentation rapide du coût de l'énergie (et, par conséquent, du coût du ciment) s'étant produite dans les années soixante-dix.

En 1977, la production estimative mondiale de cendre de charbon, selon Manz (3), était de 278 443 000 tonnes métriques, dont environ 11,4 % aurait été utilisé. Le tableau 1.1 présente le pourcentage estimatif des cendres volantes recueillies par dépoussiérage et utilisées dans la préparation du ciment et du béton dans huit pays, comme l'a rapporté Idorn (4) en 1982.

Tableau 1.1 — Pourcentage des cendres volantes recueillies par dépoussiérage et utilisées dans la préparation du ciment et du béton dans huit pays*

Pays	% utilisé	Année
France	24	1978
Royaume-Uni	19	1978
Pologne	14	1975
Danemark	14	1981
Allemagne de l'Ouest	de 8 à 10	1978
Canada**	7	1982
États-Unis	6	1978
Inde	1	1978

*Données tirées du document de référence n° 4.

**Donnée révisée reflétant les pratiques récentes.

L'incorporation des cendres volantes au béton influe sur l'ensemble des propriétés de ce dernier. En tant que constituant de la masse de béton, les cendres volantes se comportent d'une part comme granulats fins et d'autre part comme matériaux liants. Elles modifient les propriétés rhéologiques du béton frais, la résistance, le fini, la porosité et la durabilité du béton durci, et les coûts et la dépense d'énergie nécessaires à la fabrication du produit final.

Il était possible au cours des dernières années d'établir une classification des cendres volantes fondée sur certaines différences considéra-

bles et bien définies relativement à leur composition et attribuables dans une certaine mesure à leur origine. Sont reconnues en vertu des prescriptions canadiennes (5) et américaines (6) deux catégories générales de cendres volantes :

— les cendres volantes de classe C, habituellement produites à partir de lignite ou de charbons sub-bitumineux;

— les cendres volantes de classe F, habituellement produites à partir de charbons bitumineux.

Les cendres volantes de la classe C diffèrent de celles de la classe F principalement en ce qu'elles présentent souvent une propriété d'autodurcissement en l'absence de ciment. La différence chimique la plus notable entre ces deux classes de cendres volantes réside dans le fait que les cendres de classe C renferment une concentration élevée en calcium; cette réalité se traduit par l'emploi, préférable à certains égards, de deux autres appellations : cendres à teneur élevée en calcium, et cendres à faible teneur en calcium, pour les cendres de classes C et F respectivement. Les auteurs ont utilisé ces appellations là où il a paru approprié de le faire tout au long du présent exposé. Il y a lieu de noter que les prescriptions nord-américaines relatives aux cendres volantes n'établissent pas cette distinction. Il n'y est fait à l'heure actuelle aucune mention de la concentration des cendres en CaO.

Berry et Malhotra ont publié antérieurement un rapport sur l'utilisation des cendres volantes dans la préparation du béton au cours de la période s'étendant de 1960 à 1978 (7). D'importants progrès ont été réalisés depuis ce temps. Il s'est tenu un grand nombre de conférences et de séminaires d'envergure internationale sur le sujet (8-15), et de nombreux rapports de recherche et comptes rendus portant sur l'utilisation des cendres volantes dans le cadre de chantiers de construction ont été publiés.

Partout où il était possible de le faire tout en continuant d'aborder le sujet avec un regard critique, les auteurs ont choisi d'accorder une importance particulière dans ce chapitre aux données de publication récente ne figurant pas dans les ouvrages publiés antérieurement par Abdun-Nur (16), Jarriage (17), Snyder (18), Kokubu (19) ainsi que par Rosner et Hamm (20), qui, tous, constituent toujours de précieux ouvrages de référence. Certaines informations parues et traitées dans le précédent compte rendu (7) étaient omises ou remplacées par des données plus récentes dans le but de présenter aux lecteurs un contenu représentatif de l'utilisation faite à l'heure actuelle des cendres volantes dans la préparation du béton.

2. DOSAGE DES BÉTONS RENFERMANT DES CENDRES VOLANTES

Dans la plupart des applications, l'utilisation des cendres volantes dans la préparation du béton vise l'atteinte de l'un ou de plusieurs des objectifs suivants :

— réduire la quantité de ciment requise de façon à diminuer les coûts;

— réduire la chaleur d'hydratation;

— améliorer la maniabilité du béton;

— parvenir à la résistance requise à plus de 90 jours.

Dans la pratique, les cendres volantes peuvent être incorporées au béton de l'une ou l'autre des deux façons décrites ci-dessous.

— On peut employer un mélange de ciment contenant des cendres volantes au lieu du ciment portland.

— Les cendres volantes peuvent être incorporées en tant que composant supplémentaire du béton préparé dans la centrale de malaxage.

La première méthode est la plus simple; son emploi permet d'éviter la complexité du dosage de composants supplémentaires et d'assurer un contrôle plus uniforme. Les proportions relatives de cendres volantes et de ciment sont prédéterminées, ce qui, par conséquent, limite de façon efficace la gamme des compositions de mélange.

La seconde méthode est flexible et permet une meilleure exploitation des qualités des cendres volantes utilisées comme composant du béton. Cependant l'emploi de cette méthode exige l'emploi de tenir compte des propriétés particulières des cendres volantes dans la détermination du dosage des mélanges. La tendance actuelle en Amérique du Nord est d'utiliser les cendres volantes comme composant du béton dosé séparément.

Les cendres volantes incorporées au béton jouent plus d'un rôle. Dans le béton frais, elles tiennent lieu, en général, de granulats fins, et jusqu'à un certain point elles peuvent entraîner une réduction de la quantité d'eau nécessaire. Dans le béton durci, du fait de leurs propriétés pouzzolaniques, elles deviennent partie intégrante de la matrice liante et ont un effet sur la résistance et la durabilité du béton. Par conséquent, l'emploi des cendres volantes dans la fabrication du béton introduit certaines difficultés de dosage lorsque l'on désire respecter les relations reconnues entre la maniabilité, la résistance et le rapport eau-ciment.

Le choix d'une méthode de dosage des mélanges de béton aux cendres volantes se fonde sur deux hypothèses courantes :

— les cendres volantes réduisent habituellement la résistance du béton aux premiers âges;

— pour une maniabilité égale, la préparation du béton contenant des cendres volantes exige d'ordinaire l'utilisation d'une quantité d'eau moindre que dans le cas du béton ne renfermant que du ciment portland.

Ni l'une ni l'autre de ces hypothèses n'est universellement vraie, et toutes deux se voient modifiées par la présence d'autres composants employés couramment dans la fabrication du béton. Toutefois, ces deux hypothèses avaient une forte influence sur la manière dont est abordé le problème du dosage des mélanges de béton renfermant des cendres volantes.

Depuis que les cendres volantes sont utilisées dans la préparation du béton, soit depuis plus de quarante ans, la pratique la plus courante a consisté à considérer le dosage des bétons aux cendres volantes par rapport à celui d'un béton de référence ordinaire. De même, les propriétés du béton frais et durci étaient comparées d'habitude à celles d'un béton témoin. Ainsi, on considérait en règle générale les cendres volantes comme un matériau de remplacement du ciment plutôt que comme un composant dont les fonctions venaient compléter celles d'autres composants, notamment le ciment, le sable et l'eau. On peut observer depuis peu une tendance à considérer les composants du béton aux cendres volantes comme un tout et à voir ce type de béton comme un matériau unique qu'il n'est pas nécessaire de comparer à un «mélange correspondant de béton ordinaire». Trois grandes méthodes de dosage ont été élaborées d'après ces différentes façons de considérer la présence des cendres volantes dans le béton :

— le remplacement partiel du ciment — la méthode du remplacement simple;

— l'addition de cendres volantes comme granulats fins — la méthode de l'addition;

— le remplacement partiel du ciment, des granulats fins et de l'eau;

a) la méthode du remplacement modifiée;

b) la méthode rationnelle de dosage.

Méthode du remplacement simple

La méthode du remplacement simple consiste à remplacer directement une partie du ciment portland par des cendres volantes (21). Nombre

de recherches ont démontré que le remplacement d'une partie de ciment portland par une partie de cendres volantes (en volume ou en masse, et quelle que soit la quantité remplacée) produit un béton doté d'une moindre résistance à la compression et à la flexion jusqu'à environ trois mois de conservation en atmosphère humide, et qui après six mois présente une meilleure résistance. Dans les applications du béton de masse, matériau dans lequel les cendres volantes ont d'abord été utilisées, cette résistance réduite dans les premiers âges comportait peu de conséquences sur le plan structural compte tenu de la diminution souhaitée de l'élévation de température; on avait généralement recours à des méthodes de dosage des mélanges par remplacement.

L'évolution de la résistance du béton aux cendres volantes lorsqu'est effectué un remplacement partiel du ciment est illustrée de façon graphique à la figure 2.1. Le comportement général du système permet d'affirmer qu'aux premiers âges, les cendres volantes ne présentent que très peu de *propriétés liantes* et tiennent plutôt lieu de granulats fins; à des âges plus avancés, l'activité liante devient manifeste et il peut en résulter une augmentation notable de la résistance. À cet égard, le comportement des cendres volantes à teneur élevée en calcium diffère considérablement de celui des cendres volantes à faible teneur en calcium, comme il est expliqué de façon plus détaillée à la sction 4 du présent chapitre.

Méthode de l'addition

Dans la méthode de l'addition, des cendres volantes sont ajoutées au mélange sans réduire de façon correspondante la quantité de ciment utilisée. Cette méthode entraîne une augmentation de la concentration réelle du béton en matières liantes (particulièrement après une longue période de conservation en atmosphère humide). D'autres modifications sont habituellement apportées à la composition du mélange quant à sa teneur en granulats, et ces modifications dépendent de la nature des travaux à accomplir.

L'étude effectuée par Price (22) sur les matériaux du béton utilisé dans la construction du barrage de la rivière South Saskatchewan fournit une illustration de cette méthode. Comme le matériau employé devait être résistant aux sulfates, il était jugé important d'utiliser une proportion de ciment minimale, et de la pouzzolane pour remplacer les granulats fins plutôt que le ciment. On pouvait constater que l'addition de cendres volantes se traduit en règle générale par une augmentation de la résistance du béton à tous les âges. L'amélioration notée était peu appréciable à sept jours mais s'est élevée jusqu'à 6,9 MPa à trois mois et à un an. Dans certains cas, l'augmentation correspondait ou était supérieure à celle observée lorsqu'on ajoutait une égale quantité de ciment. Contrairement aux résultats obtenus avec les cendres volantes, l'ajout de pumicite s'est traduit par une diminution de la résistance à tous les âges.

La troisième méthode ayant été mise au point pour effectuer le dosage des constituants de béton aux cendres volantes consiste à remplacer une partie du ciment par une quantité excédentaire (en masse) de cendres volantes et à modifier la teneur en granulats fins et en eau. Cette méthode comporte deux variantes : sous sa forme originale, elle est appelée la méthode de remplacement modifiée; les progrès effectués récemment ont conduit à l'élaboration des «méthodes rationnelles de dosage», comme on les a nommées.

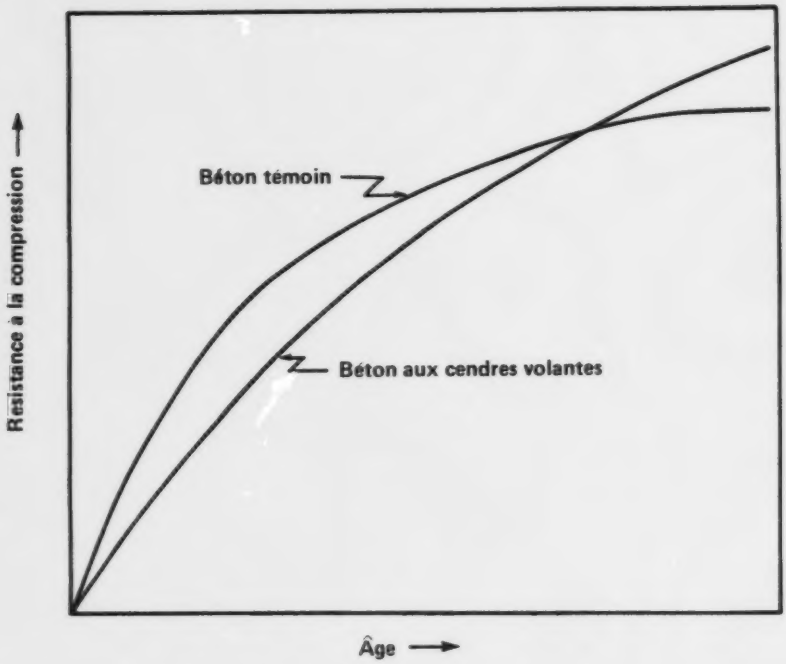


Figure 2.1 — Augmentation relative de la résistance du béton ordinaire et du béton aux cendres volantes dosé par remplacement simple du ciment

Méthode du remplacement modifiée

La méthode du remplacement modifiée a probablement vu le jour en 1958 avec les travaux de Lovewell et Washa (23) qui ont démontré que par une modification du dosage du mélange, il est possible de fabriquer du béton aux cendres volantes doté d'une résistance aux premiers âges comparable à celle de mélanges témoins.

Leurs conclusions se ramenaient au point principal suivant:

> *Pour que les mélanges renfermant des cendres volantes et ceux n'en renfermant pas possèdent une résistance à la compression aux premiers âges (entre 3 et 28 jours) qui soit approximativement égale, les mélanges renfermant des cendres volantes doivent contenir un poids total de ciment portland et de cendres volantes supérieur au poids du ciment utilisé dans les mélanges de béton au ciment portland de résistance comparable.*

Au début des années soixante, on s'est rendu compte que si le béton aux cendres volantes devait être conforme aux exigences habituelles de maniabilité et de résistance, les caractéristiques des cendres volantes influant le plus sur ces propriétés devaient être prises en considération dans le dosage des mélanges. Cette découverte avait pour conséquence l'élaboration de plusieurs méthodes de dosage fondées sur la relation établie par Abrams (24) entre la résistance et le rapport eau-ciment.

Méthode rationnelle de dosage

Smith (25) était probablement le premier à proposer une méthode rationnelle de dosage du béton aux cendres volantes. Il a modifié la méthode traditionnelle de dosage des mélanges de façon à obtenir des valeurs exprimant la teneur en ciment et le rapport eau-ciment par l'introduction d'un «facteur d'efficacité de cimentation des cendres volantes» (k). Ce facteur, que l'on présumait unique pour chaque type de cendres volantes, pouvait être déterminé d'après le rendement des mélanges de béton aux cendres volantes ou au moyen d'un programme d'essais initiaux.

Le facteur d'efficacité de cimentation était établi à partir d'une masse de cendres volantes (CV) et d'une masse de ciment (kCV) égales. On considère alors que la résistance et la maniabilité requises du béton aux cendres volantes sont fonction des rapports volumétriques entre les particules de ciment calibrées, l'eau et les granulats, et fonction de la relation existant entre la résistance et le rapport de la teneur en eau aux *matériaux liants* totaux (C + kCV) : eau/C + kCV).

Cette méthode était appliquée en Grande-Bretagne, et des tableaux étaient conçus pour simplifier les calculs de dosage (26). Cependant, comme l'ont fait remarquer Munday et ses collaborateurs (27), ce procédé comporte certaines faiblesses dans la pratique.

1. La valeur de k n'est constante pour aucun type de cenres volantes. Elle varie en fonction du ciment utilisé (28), des conditions de cure utilisées (29, 30) et de la résistance nominale à laquelle est dosé le béton (31).
2. Vu les différences entre la quantité d'eau nécessaire pour le ciment et les cendres volantes et pour les diverses cendres volantes, il faut faire varier la teneur en granulats pour pouvoir obtenir la maniabilité souhaitée. Cette nécessité s'est révélée un inconvénient majeur du fait que dans la pratique, on fait habituellement varier la teneur en eau des mélanges, ce qui fait par conséquent varier davantage la résistance obtenue.
3. Cette méthode est complexe et probablement peu pratique dans la plupart des applications.

De nombreux auteurs ont proposé des méthodes de dosage pour le béton aux cendres volantes, fondées sur la relation formulée par Abrams et applicables dans le contexte nord américain de l'utilisation du béton.

En 1968, Cannon (32) a fait mention de recherches menées par la Tennessee Valley Authority portant sur des méthodes de dosage des mélanges de béton aux cendres volantes visant l'obtention d'une résistance à 28 et à 90 jours qui soit égale à celle des mélanges témoins traditionnels. Cannon s'est servi de la relation établie par Abrams entre le rapport eau-ciment et la résistance, et a introduit un facteur tenant compte des coûts relatifs des cendres volantes et du ciment portland. Cette méthode, appuyée par des recherches approfondies en laboratoire et une vaste expérience sur le terrain, lui a permis de concevoir des tableaux et des graphiques facilitant les calculs de dosage.

Comme Lovewell et Washa (23) l'avaient préconisé, le procédé proposé par Cannon conduit à l'emploi d'une masse combinée de ciment portland et de cendres volantes supérieure à la masse du ciment utilisé dans la préparation d'un mélange témoin comparable. L'économie réalisée au moyen de cette méthode repose sur le coût considérablement plus bas des cendres volantes par rapport à celui du ciment portland.

Rosner (33) a exposé dans ses grandes lignes une méthode combinant certains des concepts émis par Cannon (32) et par Smith (25).

En 1975, Ghosh (34) a perfectionné les méthodes mises au point par Lovewell et Washa et par Cannon. Il a publié un rapport dans lequel il présente une série de relations empiriques simplifiant considérablement le dosage des mélanges de béton aux cendres volantes. Ghosh a élargi la relation de base d'Abrams, selon laquelle la résistance d'un béton bien compacté est inversement proportionnelle au rapport eau-ciment, pour qu'elle tienne compte du rapport eau-(ciment + cendres volantes).

Plus récemment, Popovics (35) s'est servi des données obtenues dans le cadre des travaux de Ghosh pour proposer des expressions empiriques mettant en relation la résistance et le dosage des mélanges dans le cas du béton aux cendres volantes.

En 1981, l'American Concrete Institute a publié une version révisée d'un guide décrivant les façons de procéder pour le dosage des constituants du béton ordinaire, du béton lourd et du béton de masse (ACI 211.1-81) (36), dans lequel sont fournies des lignes directrices pour le dosage des constituants du béton pouzzolanique. Deux procédés sont préconisés : l'utilisation d'une masse égale de matériaux liants; et l'utilisation d'un égal volume absolu de matériaux liants. Quel que soit le procédé adopté, on effectue un dosage efficace du mélange au moyen de la méthode du remplacement simple.

Compte tenu du comportement connu des cendres volantes dans les mélanges de béton, on peut s'attendre à ce que l'emploi d'une méthode de remplacement simple conduise à l'obtention d'un béton doté d'une moindre résistance au moins jusqu'à 28 jours et probablement jusqu'à un âge beaucoup plus avancé. Il est peut-être révélateur que la documentation citée en référence dans le rapport du comité de l'A.C.I. sur les adjuvants utilisés dans la préparation du béton (212.1R-81) (37) ne comprenne aucun rapport de recherches publié pour la première fois après 1968. Il faut reconnaître qu'une bonne partie des premières recherches menées sur le sujet étaient fondées sur l'utilisation de cendres volantes de classe F à particules grossières et à teneur élevée en carbone provenant de centrales thermiques moins récentes. Une grande proportion des cendres volantes disponibles à l'heure actuelle provient de centrales thermiques modernes équipées d'installations de combustion, de dépoussiérage et de pulvérisation du charbon très efficaces, nombre de ces centrales employant les charbons sub-bitumineux comme combustible. Les cendres volantes produites dans le futur auront certainement cette provenance, en raison de la production de plus en plus grande d'énergie par la combustion du charbon. La plupart des problèmes s'étant posés dans l'utilisation des cendres volantes pendant la période allant de 1950 à 1970 n'auront plus cours dans la pratique moderne.

En 1982, le Canada publiait une norme nationale portant sur les constituants secondaires des liants et leur emploi dans les constructions de béton (5). En plus de viser à uniformiser la pratique relative à l'utilisation des cendres volantes dans la fabrication du béton, cette norme présente des lignes directrices quant au dosage du béton aux cendres volantes. La méthode proposée est basée sur celle mise au point par Ghosh (34).

Les méthodes récemment proposées et qui ont été traitées ci-dessus ont démontré qu'il est possible, en principe, de doser les bétons aux cendres volantes de façon à obtenir une résistance qui soit, à tout âge,

égale ou supérieure à celle de bétons traditionnels comparables. Cependant, un certain nombre de facteurs doivent être pris en considération dans l'application de ces méthodes.

— Comme on le fait d'ordinaire dans le dosage des composants, il faut préparer des mélanges d'essai et régler les quantités des divers composants du béton. De plus, en raison du fait que chaque type de cendres volantes possède des caractéristiques particulières, il faut connaître ces caractéristiques de façon à faciliter le dosage des mélanges d'essai.

— Pour pouvoir estimer de façon juste les avantages de ces méthodes de dosage des mélanges sur le plan de l'économie, il faudrait tenir compte dans les calculs de l'addition d'un composant supplémentaire lorsque les cendres volantes sont utilisées comme adjuvant et dosées séparément. On ne tient pas compte d'une telle addition dans les méthodes décrites ci-dessus.

— Les bétons préparés avec des cendres volantes sont plus sensibles aux variations de température et aux conditions hygrométriques durant leur cure que ne le sont les bétons ordinaires. On doit tenir compte de ces facteurs lorsqu'on se sert des données obtenues au moyen d'essais pour effectuer le dosage des composants du béton destiné à des travaux de construction.

3. EFFETS DES CENDRES VOLANTES SUR LES PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS

Le béton frais est une suspension concentrée de particules de densités, de dimensions et de compositions chimiques très variées dans une solution de chaux et d'autres composants, et l'ensemble forme un système qui n'est pas statique. Dès que le ciment et l'eau sont mélangés débutent des réactions qui produiront le liant venant consolider la masse de béton. De nouvelles particules se forment et les particules initiales se dissolvent ou se voient recouvertes d'une couche de matières liantes. Les forces de dispersion, de floculation et de gravité se concurrencent pour déterminer la distribution spatiale des matériaux dans la masse en évolution. Les réactions engendrent un dégagement de chaleur et une élévation de température. Les cendres volantes ont un rôle à jouer dans toutes ces réactions. Les cendres volantes à faible teneur en calcium serviront surtout de granulats fins de forme sphérique, tandis que les cendres volantes à teneur élevée en calcium participeront peut-être aux réactions initiales de cimentation, en plus de faire partie intégrante de la suspension de particules.

Puisque le béton doit pouvoir être mélangé et mis en place, et ce souvent dans des coffrages fortement armés, un certain taux de fluidité, que l'on appelle en général la maniabilité, doit dans la plupart des cas être maintenu. La maniabilité est déterminée par les propriétés rhéologiques du système, sur lesquelles influe l'ensemble des composants. L'obtention de la maniabilité souhaitée constitue l'un des objectifs du dosage des mélanges.

Il est par conséquent essentiel de comprendre le rôle des cendres volantes dans la rhéologie du béton frais si l'on souhaite exploiter de façon optimale leurs propriétés.

La fluidité du béton est exprimée concrètement par des mesures relatives aux phénomènes tels que la maniabilité, le comportement au compactage et au pompage, la quantité d'eau requise et le ressuage. L'utilisation des cendres volantes se répandant, on commence à mieux comprendre le rôle qu'elles jouent dans la détermination de ces propriétés. La présente section porte en grande partie sur ces questions ainsi que sur d'autres importantes propriétés du béton frais : l'élévation de température et l'entraînement d'air.

De récents travaux effectués à CANMET (38) illustrent quelques-uns des effets des cendres volantes sur les propriétés générales du béton frais. Dans le cadre de cette étude, onze types de cendres volantes provenant de sources très variées au Canada ont été examinés. Les propriétés chimiques et physiques de ces cendres sont présentées au tableau 3.1. Un certain nombre de bétons à entraînement d'air ont été préparés en effectuant un remplacement simple du ciment et en dosant les mélanges de façon à obtenir des rapports eau-(ciment + cendres volantes) qui soient égaux à une teneur totale en matériaux de cimentation fixe. Le tableau 3.2 illustre les proportions de dosage utilisées et les propriétés des bétons frais obtenus.

En règle générale, il est clair qu'à un rapport eau-(ciment + cendres volantes) fixe, l'affaissement n'augmente pas toujours avec l'incorporation de cendres volantes. Cette étude a permis la découverte d'un autre important facteur : la quantité d'agent entraîneur d'air requise pour fournir 6 % d'air varie beaucoup d'un type de cendres volantes à l'autre et n'est pas toujours supérieure à la quantité requise dans le béton témoin. Ces deux facteurs sont traités à fond plus loin dans la présente section.

Tableau 3.1 — Propriétés de quelques types de cendres volantes canadiennes*

Source de cendres volantes	Type de charbon**	Composition chimique*** (proportion du poids en pourcentage)											
		SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Na_2O	K_2O	TiO_2	P_2O_5	MnO	BaO	SO_3	Perte au feu****
1	B	47,1	23,0	20,4	1,21	1,17	0,54	3,16	0,85	0,16	0,78	0,07	0,67	2,88
2	B	44,1	21,4	26,8	1,95	0,99	0,56	2,32	0,80	0,27	0,12	0,07	0,96	0,70
3	B	35,5	12,5	44,7	1,89	0,63	0,10	1,75	0,56	0,59	0,12	0,04	0,75	0,75
4	B	38,3	12,8	39,7	4,49	0,43	0,14	1,54	0,59	1,54	0,20	0,04	1,34	0,88
5	B	45,1	22,2	15,7	3,77	0,91	0,58	1,52	0,98	0,32	0,32	0,12	1,40	9,72
6	B	48,0	21,5	10,6	6,72	0,96	0,56	0,86	0,91	0,26	0,36	0,21	0,52	6,89
7	SB	55,7	20,4	4,61	10,7	1,53	4,65	1,00	0,43	0,41	0,50	0,75	0,38	0,44
8	SB	55,6	23,1	3,48	12,3	1,21	1,67	0,50	0,64	0,13	0,56	0,47	0,30	0,29
9	SB	62,1	21,4	2,99	11,0	1,76	0,30	0,72	0,65	0,10	0,69	0,33	0,16	0,70
10	L	46,3	22,1	3,10	13,3	3,11	7,30	0,78	0,78	0,44	0,13	1,18	0,80	0,65
11	L	44,5	21,1	3,38	12,9	3,10	6,25	0,80	0,94	0,66	0,17	1,22	7,81	0,82

*Tiré du document de référence n°38.

**B : bitumineux; SB : sub-bitumineux; L : lignite.

***Déterminée d'après la technique du plasma d'argon inductif (ICAP), sauf pour Na_2O, K_2O, SO_3 et la perte au feu.

****Entre 105 et 750 °C.

Tableau 3.2 — Dosage de mélange et propriétés de bétons renfermant des cendres volantes canadiennes*

Désignation du mélange**	Quantités de dosage, en kg/m³						Remplacement du ciment par des cendres volantes, en % de la masse
			Granulats				
	Ciment	Cendres volantes	Fins	Gros-siers	AEA, en mL/m³	eau/(C + CV)***	
Témoin	295	0	782	1 082	170	0,50	0
F1	236	59	780	1 077	320	0,50	20
F2	237	59	782	1 080	200	0,50	20
F3	237	59	786	1 088	200	0,50	20
F4	238	59	792	1 094	160	0,50	20
F5	237	59	782	1 080	690	0,50	20
F6	238	59	784	1 082	660	0,50	20
F7	239	59	780	1 077	370	0,50	20
F8	236	59	775	1 069	230	0,50	20
F9	236	59	775	1 070	240	0,50	20
F10	237	59	781	1 079	290	0,50	20
F11	237	59	782	1 080	150	0,50	20

Désignation du mélange	Affaissement, en mm	Air, en %	Poids unitaire, en kg/m³	Ressuage, en %	Temps de prise	
					Début de prise	Fin de prise
Témoin	70	6,4	2 320	2,9	4 h 10	6 h 00
F1	100	6,2	2 300	3,1	4 h 50	8 h 00
F2	105	6,2	2 310	4,6	7 h 15	10 h 15
F3	100	6,2	2 310	5,1	5 h 20	8 h 10
F4	110	6,3	2 320	4,3	6 h 20	8 h 25
F5	65	6,4	2 310	2,7	5 h 15	8 h 55
F6	75	6,5	2 300	2,6	4 h 30	6 h 50
F7	100	6,1	2 300	2,9	4 h 15	6 h 20
F8	115	6,2	2 300	5,6	5 h 10	7 h 30
F9	100	6,4	2 280	4,4	5 h 25	9 h 00
F10	130	6,5	2 290	2,5	4 h 45	7 h 00
F11	140	6,6	2 290	0,6	4 h 00	6 h 05

*Tiré du document de référence n° 38.

**Les désignations de mélange correspondent aux désignations attribuées aux cendres volantes au tableau 3.1.

***Rapport eau-(ciment + cendres volantes) par rapport à la masse.

Effet des cendres volantes sur le temps de prise de béton de ciment portland

La vitesse de prise de béton au cours des premières heures suivant le malaxage est exprimée par le temps de début de prise et de fin de prise, et elle est déterminée au moyen d'un essai effectué au pénétromètre.

On peut s'attendre à ce que les cendres volantes influent sur la vitesse de durcissement du ciment pour une ou plusieurs des raisons suivantes :

- Les cendres volantes elles-mêmes peuvent avoir des propriétés liantes (lorsqu'elles ont une teneur élevé en calcium).
- Les cendres volantes peuvent contenir des sulfates réagissant avec le ciment de la même façon que le fait le gypse ajouté au ciment portland.
- Le mortier fait de cendres volantes et de ciment peut contenir moins d'eau en raison de la présence des cendres volantes, ce qui influera sur la vitesse de prise.
- Les cendres volantes peuvent absorber des agents de surface qui sont ajoutés pour modifier les propriétés rhéologiques de mortier (réducteurs d'eau) et qui influent également sur la consistance du mortier).
- Les particules de cendres volantes peuvent tenir le rôle de noyaux dans la cristallisation des produits d'hydratation du ciment (39).

Il semble qu'il y ait consensus dans la documentation publiée sur le sujet quant au fait que les cendres volantes à faible teneur en calcium présentent une certaine tendance à retarder la prise du ciment. Les données obtenues (voir le tableau 3.2) au cours d'expériences effectuées au CANMET (38) démontrent que dix des onze cendres volantes soumises à l'étude avaient pour effet de faire augmenter de façon considérable le temps de début de prise et de fin de prise. Des cendres volantes ayant une teneur en CaO se situant entre 1,4 et 13 % ont été employées pour mener ces expériences.

Lane et Best (40) déclarent qu'en général, les cendres volantes retardent la prise du béton. Ils en arrivent à la conclusion que le retardement observé peut varier suivant la proportion, la finesse et la composition chimique des cendres; on considère cependant que la finesse du ciment, la teneur en eau de la pâte et la température ambiante ont un effet beaucoup plus grand sur l'importance de ce retardement.

Il ressort des études effectuées par Davis et ses collaborateurs (2) que les mélanges de cendres volantes-ciment prennent plus lentement que

les ciments comparables sans cendres volantes, mais que les temps de prise se situent dans les limites courantes prescrites.

Mailvaganam, Bhagrath et Shaw (41) se sont penchés sur un certain nombre des propriétés de bétons frais et durcis préparés à deux températures différentes et renfermant des cendres volantes à faible teneur en calcium et divers adjuvants. Les bétons mélangés à 5 °C présentaient un temps de prise accru de 10 heures quelle que soit la proportion de cendres volantes présente. Les bétons mélangés à 20 °C et renfermant une proportion de cendres volantes représentant 30 % du poids du ciment présentaient une augmentation du temps de prise variant d'environ 1 à 1,75 heure.

Dodson (42) a tenté de distinguer les effets chimiques des effets physiques que peuvent avoir les cendres volantes sur la prise du béton. Il fait observer que pour le béton ne contenant pas de cendres volantes, toutes conditions étant égales par ailleurs, le temps de prise devrait être fonction de deux paramètres :

— le dosage en ciment;

— le rapport eau-ciment.

Plus le dosage en ciment augmente, plus le temps de prise diminue; plus le rapport eau-ciment augmente, plus le temps de prise augmente.

Dodson propose l'utilisation d'un facteur, qu'il appelle le facteur d'index oméga (FIO), exprimant l'influence combinée de ces deux paramètres par la formule :

$$\text{FIO} = \frac{\text{dosage en ciment}}{\text{rapport eau-ciment}}$$

Le rapport d'étude de Dodson présente les temps de prise obtenus pour 19 mélanges de béton, dont quatre contenaient des cendres volantes à faible teneur en calcium et un des cendres volantes à teneur élevée en calcium, les ciments utilisés provenant de trois sources différentes.

Les conclusions énumérées ci-dessous peuvent être tirées de cette étude.

— Le rapport eau-ciment et la teneur totale du béton en ciment influent sur le temps de début de prise et de fin de prise. Les effets observés peuvent être exprimés suivant leur relation par rapport à la valeur FIO.

— La relation pouvant être établie entre les temps de prise et le FIO déterminés pour des bétons fabriqués à partir de ciments différents, tout en ayant la même forme générale, varie considérablement d'un béton à l'autre.

— Les temps de prise plus élevés des bétons contenant des cendres volantes à faible teneur en calcium peuvent être attribués aux effets secondaires de la dilution de la teneur en ciment portland.

— Les cendres volantes à teneur élevée en calcium (à 25,5 % de CaO) contenues dans le seul béton de ce type étudié par Dodson ont fait fortement diminuer le temps de prise. Cette diminution peut être attribuée aux caractéristiques hydrauliques inhérentes à ce type particulier de cendres volantes, et c'est une propriété que présentent de nombreuses cendres sub-bitumineuses.

La réduction du temps de prise des bétons contenant des cendres volantes à teneur élevée en chaux ne constitue nullement un phénomène généralisé. Ramakrishnan et ses collaborateurs (43) ont étudié le temps de prise de mortiers de bétons préparés avec du ciment de type I et de type III et contenant ou non des cendres volantes (à 20,1 % de CaO). Les résultats de leur étude sont présentés sous forme graphique à la figure 3.1. Il apparaît clairement qu'en présence de cendres volantes à teneur élevée en chaux, la prise a été retardée pour les deux types de ciment, l'augmentation du temps de prise étant plus faible pour le ciment de type III.

Effet des cendres volantes sur la maniabilité et le ressuage des bétons et sur la quantité d'eau nécessaire à leur préparation

On a déterminé que c'est en raison des petites dimensions et de la forme essentiellement sphérique des particules des cendres volantes à faible teneur en calcium que ces dernières influent sur les propriétés rhéologi- ques des pâtes pures; ces caractéristiques entraînent une réduction de la quantité d'eau nécessaire pour obtenir la maniabilité donnée par rapport à celle requise pour la préparation d'une pâte équivalente ne contenant pas de cendres volantes. Comme l'ont souligné Davis et ses collaborateurs (2), les cendres volantes diffèrent à cet égard des autres pouzzolanes, qui font habituellement augmenter la quantité d'eau nécessaire à la préparation des mélanges de béton. Il est donc possible de tirer profit de cette maniabilité accrue pour réduire la quantité d'eau utilisée dans la préparation d'un béton tout en lui conservant la même maniabilité que celle des bétons ne renfermant pas de cendres volantes.

Selon Owens (44), le facteur principal déterminant les effets des cendres sur la maniabilité du béton est la proportion de particules grossières (de plus de 45μm) présente dans les cendres. Il a démontré que, par exemple, le fait de substituer au ciment des cendres volantes à fines particules dans une proportion de 50 % de sa masse peut réduire la quantité d'eau requise de 25 %; une substitution semblable au moyen

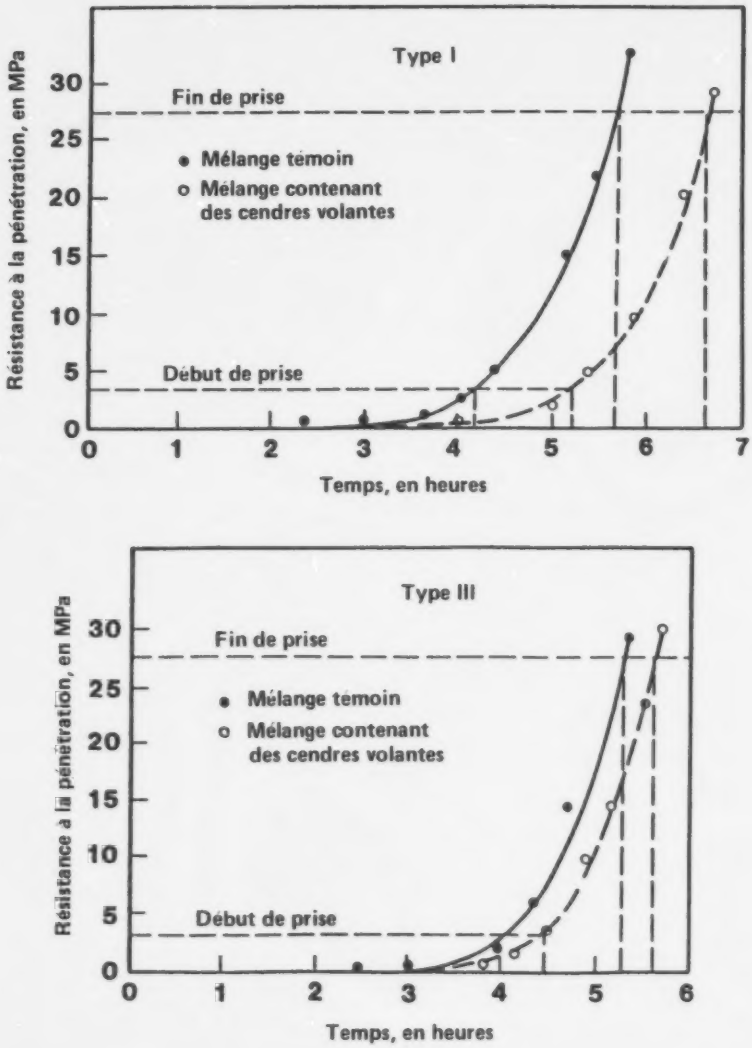


Figure 3.1 — Comparaison des temps de prise d'un mélange de béton témoin et d'un mélange contenant des cendres volantes (43)

de cendres dont 50 % des particules ont un diamètre supérieur à 45μm n'a aucun effet sur la quantité d'eau requise. L'effet général des particules grossières de cendres volantes sur la quantité d'eau nécessaire à la préparation du béton est illustré à la figure 3.2.

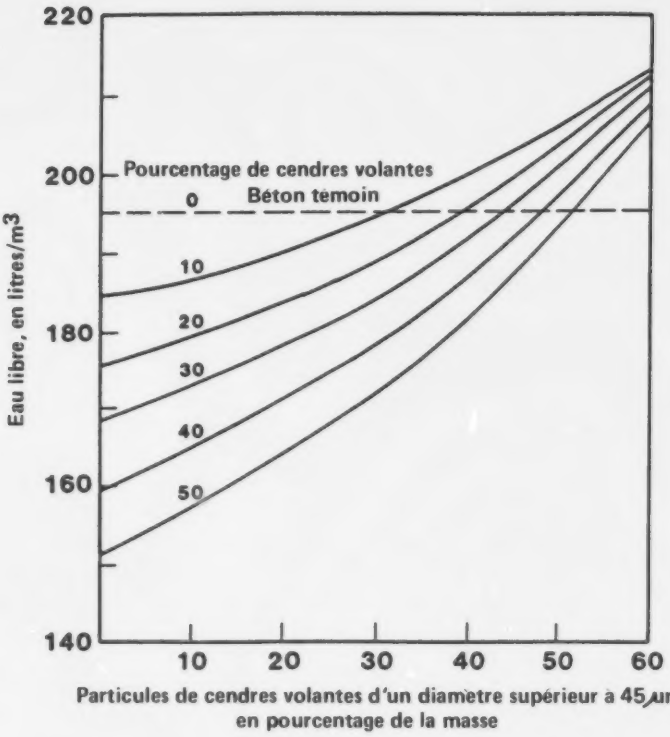


Figure 3.2 — Effet de la teneur en particules grossières des cendres volantes sur la quantité d'eau requise pour la préparation de bétons de maniabilité égale (44)

Pasko et Larson (45) ont fait des études sur la quantité d'eau nécessaire pour maintenir une valeur d'affaissement nominale de 63 mm dans les mélanges de béton où l'on remplace partiellement le ciment par des cendres volantes. Ils ont découvert que la quantité d'eau requise se voyait réduite de 7,2 % dans un mélange où 20 % du ciment était remplacée par une proportion de 30 % de cendres volantes.

Au cours des recherches effectuées sur les composants du béton appropriés pour la construction du barrage de la rivière South Saskatchewan, Price (22) pouvait constater que la quantité d'eau requise n'augmentait pas lorsqu'on ajoutait des cendres volantes au béton dosé avec des teneurs en ciment fixes. Le béton obtenu possédait une plus faible proportion d'eau par rapport au total des matériaux liants, et les mélanges présentaient pourtant une maniabilité et une cohésivité accrues.

Compton et MacInnis (46) rapportent que la quantité d'eau nécessaire à la préparation d'un béton dans lequel 30 % du ciment est remplacé par des cendres volantes de l'Est du Canada est de 7 % inférieure à la quantité d'eau requise pour fabriquer un béton témoin présentant un affaissement égal.

Brown (47) a examiné la maniabilité de quatre bétons de rapports eau-ciment différents dans lesquels des cendres volantes ont été substituées au ciment dans des rapports de volumes égaux. L'affaissement, le temps d'écoulement (mesuré par essai au moyen d'un consistomètre Vebe) et le facteur de compacité ont été déterminés pour chaque mélange. On pouvait constater que l'affaissement et la maniabilité augmentaient proportionnellement à la quantité de ciment remplacé par des cendres volantes. Les variations notées étaient attribuables à la quantité de cendres volantes substituées au ciment (de faibles additions n'ayant parfois aucun effet) et de la teneur en eau. On a estimé de façon empirique que pour chaque 10 % de cendres volantes substituées au ciment, le facteur de compacité variait comme il le ferait si la teneur en eau du mélange était augmentée de 3 à 4 %.

Dans une autre série d'expériences, Brown s'est employé à déterminer les effets de la substitution par des cendres volantes de volumes égaux de granulats ou de sable dans un béton donné en maintenant constantes toutes les autres proportions du mélange, de même que la taille des granulats. On a modifié le béton soumis à l'essai en remplaçant 10, 20 ou 40 % du volume du sable par des cendres volantes, ou 10, 20 ou 40 % du volume des granulats totaux par des cendres volantes. Le remplacement de 40 % des granulats a produit un mélange non ouvrable.

Les travaux de Brown ont permis de conclure que lorsque des cendres volantes sont substituées au sable ou aux granulats totaux, la maniabilité augmente et atteint sa valeur maximale lorsque environ 8 % du volume des granulats est remplacé par des cendres volantes. Une substitution plus importante provoque une diminution rapide de la maniabilité.

Les travaux de Brink et Halstead (48) ont permis de constater que certaines cendres volantes entraînent une réduction de la quantité d'eau nécessaire à la préparation de mortiers d'essai, alors que d'autres (d'ordinaire les cendres à teneur plus élevée en carbone) engendrent une consommation d'eau supérieure à celle requise pour la préparation de mortiers témoins. Welsh et Burton (49) ont observé une diminution de l'affaissement et de l'écoulement pour les bétons préparés avec une certaine quantité de cendres volantes australiennes venant remplacer partiellement le ciment, la teneur en eau du mélange étant par ailleurs maintenue constante. Les expériences menées par Rehsi (50) avec un certain nombre de cendres volantes indiennes indiquent que toutes les cendres étudiées faisaient augmenter la quantité d'eau nécessaire au gâchage du béton. De façon générale, on pouvait déterminer que la

quantité d'eau requise était moins importante lorsque les cendres volantes incorporées au mélange provenaient de centrales thermiques plus anciennes où les cendres produites présentent le plus souvent une teneur élevée en carbone et en particules grossières.

Des travaux effectués récemment au CANMET (38) ont également démontré que l'incorporation de cendres volantes ne se traduit pas toujours par une réduction de la quantité d'eau requise, même lorsque les cendres utilisées proviennent de centrales thermiques modernes et qu'elles présentent des caractéristiques acceptables à d'autres égards. Des 11 bétons aux cendres volantes présentés au tableau 3.2, neuf ont présenté une augmentation notable de l'affaissement à une teneur en eau constante.

En raison de l'importance que revêt la maniabilité lorsqu'il s'agit de doser des bétons aux cendres volantes, des efforts considérables étaient déployés ces dernières années pour acquérir une meilleure compréhension théorique de la rhéologie du béton frais aux cendres volantes.

En termes simples, le ciment, l'eau, les cendres volantes et les particules de sable fin, en se mélangeant, forment une pâte qui vient combler les vides entre les particules de granulat et qui, en les recouvrant, confère cohésion et plasticité à la masse fluide.

Tattersall (51) a exprimé le comportement rhéologique du béton frais (aux faibles vitesses de cisaillement qu'il importe d'obtenir dans la pratique) d'après un modèle de Bingham* selon lequel :

$$\tau - \tau_o = \mu_p \times \gamma$$

où

τ = contrainte de cisaillement

γ = vitesse de cisaillement

τ_o = seuil d'écoulement

μ_p = coefficient de viscosité plastique

Tattersall, secondé par la suite par des collaborateurs, a mis au point les appareils, décrits en détail par lui-même et Banfill (52), permettant l'étude de la rhéologie du béton suivant le modèle de Bingham*. Ellis (53) a fait état de recherches semblables sur les bétons dosés de façon à assurer le remplacement d'une masse ou d'un volume donné de ciment par des cendres volantes.

---

*Se reporter à la page 32.

Hobbs (54) a trouvé des formules mathématiques mettant en relation le seuil d'écoulement et la viscosité plastique du béton avec ses paramètres volumétriques, et il a démontré la concordance de ces expressions avec des données obtenues par Yvanhov et Zacharieva (55) sur la viscosité des pâtes de cendres volantes et de ciment, et avec des mesures effectuées par Brown (56) sur la maniabilité des bétons dans lesquels des cendres volantes remplaçaient partiellement le ciment.

Pour les bétons dans lesquels les granulats sont remplacés par des cendres volantes, la théorie de Hobbs prévoit qu'une augmentation du volume de granulats remplacé par des cendres volantes entraîne d'abord une diminution du seuil d'écoulement et de la viscosité plastique jusqu'à des valeurs minimales pour ensuite provoquer une augmentation de ces mêmes valeurs. Hobbs en est arrivé à la conclusion que les variations de l'affaissement observées lorsqu'augmente le pourcentage de granulats remplacés par des cendres volantes concordent d'ordinaire avec les variations du seuil d'écoulement et de la viscosité plastique notées pour une suspension de Bingham.

Après des essais effectués à l'aide de vibro-viscomètres, Yvanhov et Zacharieva (57) ont constaté ces mêmes effets lorsque des cendres volantes étaient ajoutées au béton. Ils ont démontré eux aussi que le comportement rhéologique du béton frais peut être déterminé de façon approximative au moyen du modèle de Bingham. Les résultats sont énumérés ici :

— La limite d'écoulement et la viscosité plastique se sont révélées toutes deux inversement proportionnelles au rapport eau-ciment, dans une mesure qui est fonction de la surface spécifique des cendres volantes.

— Les cendres fines ont amélioré avec plus d'efficacité la maniabilité du béton que les cendres grossières.

— On a constaté que la viscosité plastique augmente avec le volume de la pâte, à un rapport cendres-matières liantes totales constant.

---

*Le modèle d'écoulement de Bingham exprime la relation existante entre la contrainte de cisaillement (τ) et la vitesse de cisaillement (γ) d'un fluide non newtonien dans la mesure où une certaine contrainte de cisaillement doit être appliquée (appellée la limite d'écoulement) pour que se produise un cisaillement. Une fois dépassée la limite d'écoulement, une augmentation de la contrainte de cisaillement provoque un comportement newtonien, et la déformation par cisaillement devient proportionnelle à la contrainte de cisaillement.

Ainsi donc ces premiers efforts visant à déterminer la limite d'écoulement et la viscosité plastique, et à élaborer les fondements théoriques permettant de comprendre la rhéologie du béton indiquent que les cendres volantes peuvent jouer le rôle de *plastifiants* du béton.

On a établi que le béton contenant des cendres volantes présentait une ségrégation et un ressuage moins importants et qu'il donnait un résultat plus satisfaisant que le béton ordinaire lorsqu'il était mis en place par pompage. La figure 3.3 (58) illustre les données obtenues dans une étude portant sur le ressuage du béton frais.

Copeland (59) souligne que dans la pratique, l'utilisation de cendres volantes a pour effet de réduire le ressuage des bétons comportant de granulats reconnus pour produire des mélanges raides normalement sujets au ressuage. Johnson (60) rapporte que la majeure partie du béton fabriqué dans la région de Cape Town (Afrique du Sud) présente un ressuage excessif en raison d'un manque d'éléments fins dans le sable des dunes environnantes utilisé pour la préparation du béton. Il ajoute que ce problème peut être résolu par l'augmentation du volume de pâte global en incorporant des cendres volantes au béton.

Comme l'illustre le tableau 3.2, six des onze cendres volantes examinées au cours de l'étude du CANMET (38) présentaient un ressuage accru comparativement à celui du béton témoin.

Certaines cendres volantes, en plus d'améliorer les propriétés rhéologiques du béton et en raison de leur teneur élevée en particules fines, permettent une amélioration très marquée du fini lorsqu'elles sont utilisées pour remplacer le sable ou le ciment. De tels effets font des cendres volantes une substance particulièrement précieuse dans la composition des mélanges de béton maigre et de béton fabriqué avec des granulats à faible concentration en éléments fins.

Effet des cendres volantes sur l'élévation de température du béton frais

L'hydratation ou la prise de la pâte de ciment portland s'accompagne d'un dégagement de chaleur qui provoque une élévation de température dans le béton. Le remplacement du ciment par des cendres volantes ralentit l'élévation de température dans le béton frais. Ce phénomène joue un rôle majeur dans le béton de masse, dans lequel le refroidissement, s'il s'effectue à la suite d'une forte élévation de température, peut entraîner une fissuration du béton. La construction d'un barrage-poids donna lieu à la première utilisation d'importance des cendres volantes dans le béton, où elles furent employées principalement pour limiter l'élévation de température (61).

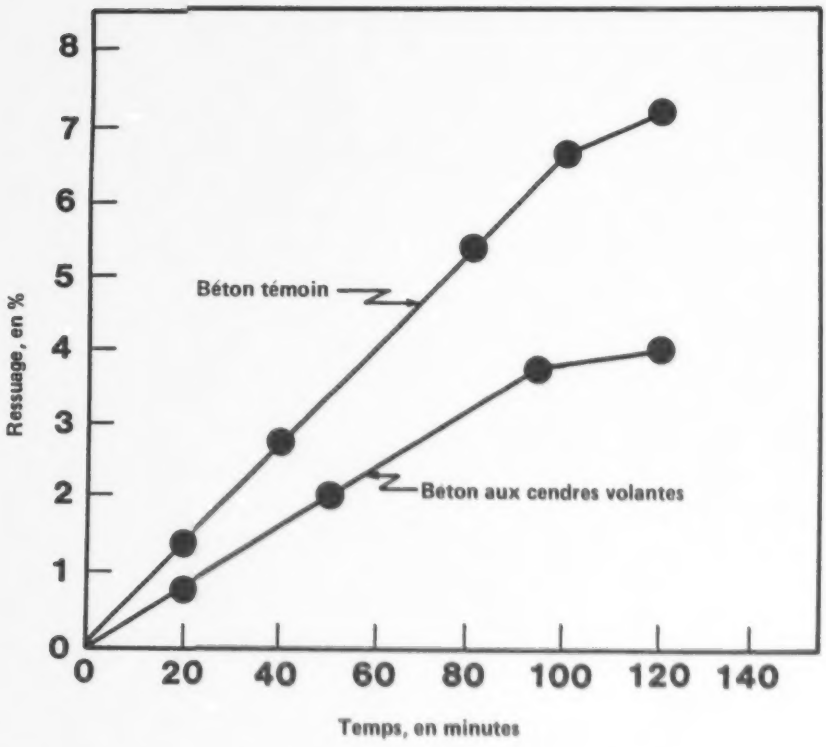


Figure 3.3 — Ressuage relatif de bétons aux cendres volantes et témoin (58)

Les données fournies par Elfert (62) illustrent les effets positifs des cendres volantes et d'un schiste argileux calciné à diatomées sur la réduction de l'élévation de température dans le béton de masse.

Compton et MacInnis (46) ont établi les courbes température-temps illustrées à la figure 3.4 pour deux bétons d'essai, dont un avait été préparé en remplaçant 30 % du ciment par des cendres volantes de l'Est du Canada.

Dans la pratique actuelle, l'utilisation du béton de masse n'est plus réservée uniquement à la construction de structures telles que les barrages. Il est souvent employé pour la construction des fondations et des éléments de structure dans de nombreuses catégories de bâtiments. Le comité 116 du American Concrete Institute définit le béton de masse comme suit :

> ... tout volume de béton dont les dimensions sont assez importantes pour nécessiter que des mesures soient prises pour contre-balancer les effets du dégagement de chaleur d'hydratation par le ciment et ceux de la variation de volume accompagnant ce dégagement de chaleur, dans le but de réduire au minimum la fissuration.

On estime que la contribution des cendres volantes au dégagement de chaleur aux premiers âges représentait entre 15 et 30 % de celle d'une masse équivalente de ciment portland (36).

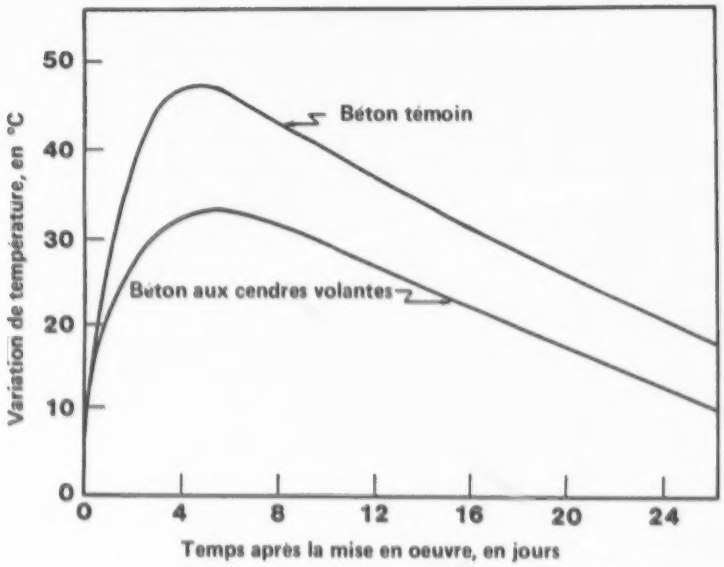


Figure 3.4 — Courbes d'élévation de température pour des bétons d'essais aux cendres volantes et ordinaire (46)

L'élévation de température, en plus de dépendre de l'importance du dégagement de chaleur, est évidemment fonction d'autres facteurs tels que la perte de chaleur, les propriétés thermiques du béton et les conditions ambiantes. La figure 3.5 illustre les résultats de travaux effectués par Williams et Owens (64) visant à fournir une estimation de l'effet de la dimension unitaire sur l'élévation de température des bétons aux cendres volantes.

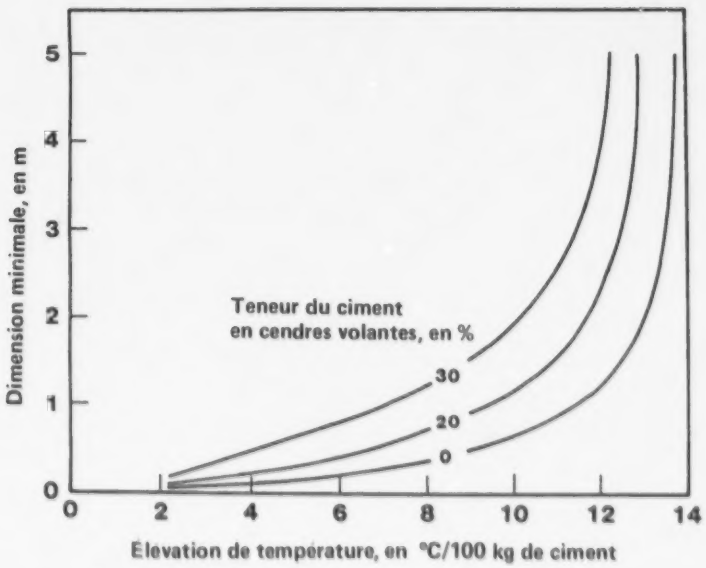


Figure 3.5 — Effet de la dimension unitaire minimale sur l'élévation de température enregistrée dans le béton aux cendres volantes et ordinaire (64)

Bamforth (65) a fait état des résultats d'une vaste étude portant sur le béton de masse renfermant des cendres volantes ou du laitier de haut-fourneau granulé comme substitut du ciment. Dans le cadre de cette recherche, il a enregistré in situ l'élévation de température et la déformation résultante pour trois éléments de fondation de grandes dimensions.

Trois bétons différents ont été étudiés :

— un mélange témoin ayant une teneur en ciment portland de 400kg/m^3;

— un mélange dont 75 % du ciment portland avait été remplacé par du laitier granulé;

— un mélange dont 30 % du ciment portland avait été remplacé par des cendres volantes bitumineuses.

Les bétons ont été mis dans trois éléments de fondation mesurant chacun 4,5 m de profondeur et dont le volume était compris entre 144 et 212 m^3. Les éléments ont été dotés d'appareils pour mesurer les variations de température et le déplacement se produisant au cours des premiers stades du cycle de dégagement de chaleur. La variation de

température enregistrée pour chaque élément à mi-hauteur est donnée à la figure 3.6. Comme anticipé, plus la quantité de ciment remplacée par des cendres volantes ou de laitier est grande, plus lente est l'élévation de température et plus basse est la température maximale atteinte à n'importe quel endroit dans la masse de béton.

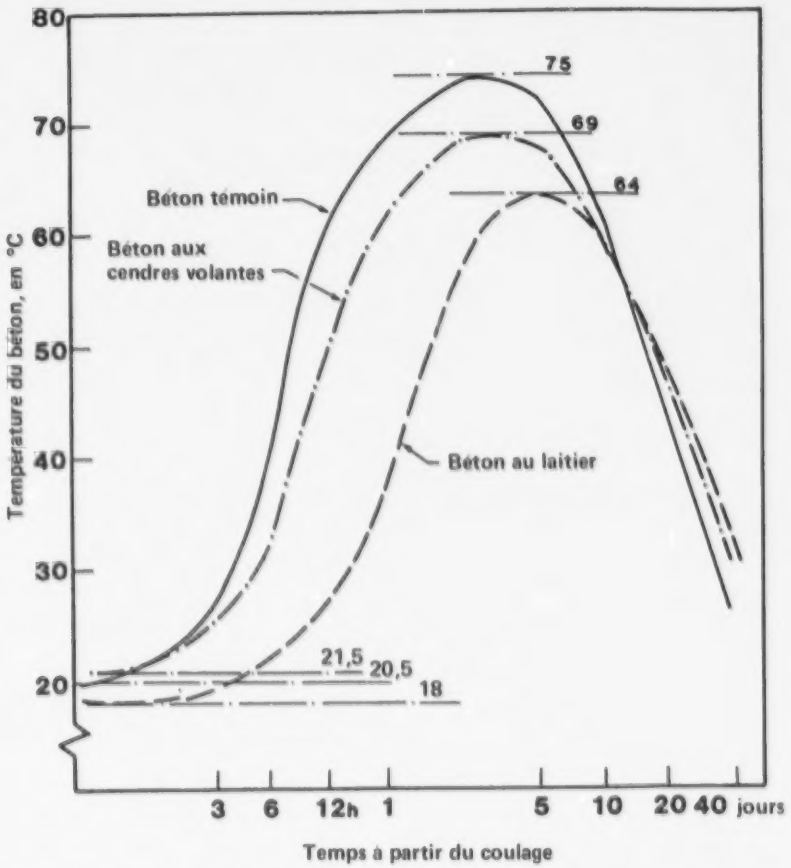


Figure 3.6 — Variation de température enregistrée à mi-hauteur dans des éléments de fondation de béton aux cendres volantes, au laitier et ordinaire (65)

Quoiqu'il soit probablement raisonnable de présumer que toutes les cendres volantes à faible teneur en calcium auront pour effet de réduire l'importance de l'élévation de température lorsqu'elles sont employées

comme substitut de ciment, les cendres volantes à teneur élevée en calcium n'entraînent pas nécessairement une réduction de la quantité de chaleur dégagée. En général, la vitesse du dégagement de chaleur évolue proportionnellement à la vitesse de l'augmentation de la résistance (66). Certaines cendres à teneur élevée en calcium réagissent très rapidement avec l'eau, provoquant ainsi un dégagement de chaleur excessif.

Crow et Dunstan (66) ont observé des élévations adiabatiques de température dans certains mélanges de béton, lorsqu'un béton contenant 25 % de cendres volantes à faible teneur en calcium a présenté un dégagement de chaleur moindre, et lorsqu'un béton contenant 25 % de cendres volantes à teneur élevée en calcium a produit un dégagement de chaleur aussi important (et aussi rapide) que celui d'un véton témoin à base de ciment portland.

Korac et Ukraincik (67) ont fait état des résultats d'une étude effectuée in situ visant à mesurer l'élévation de température dans le béton contenant des cendres volantes à teneur élevée en calcium (à 22,93% de CaO) obtenues à partir de lignite. Le béton préparé avec du ciment renfermant 50 % de cendres volantes a présenté une élévation de température moins importante que celle d'un béton fabriqué avec du ciment commercial comportant 5 % de pouzzolane et 15 % de laitier.

Effets des cendres volantes sur l'entraînement d'air dans le béton frais

Les cycles de gel et de dégel ont une action extrêmement destructive sur les bétons saturés d'eau qui ne sont pas correctement dosés. Le béton résistera au gel s'il est convenablement aéré et protégé jusqu'à ce qu'il ait atteint une certaine maturité, et s'il comporte des granulats grossiers sains.

Pour que le béton durci contienne le nombre de vides correctement espacés nécessaires pour assurer sa résistance au gel, on ajoute au mélange une quantité déterminée d'un agent entraîneur d'air (AEA). Cet AEA doit présenter deux caractéristiques importantes : il doit produire dans le béton le volume requis de bulles d'air de la taille et de l'espacement souhaités; il doit accomplir cette action d'une façon telle que l'air contenu dans le béton demeure en dispersion stable tout au long du malaxage, du transport et de la mise en place du béton.

Certaines études ont permis d'établir que l'utilisation de certaines cendres volantes engendre une augmentation de la qualité d'agent entraîneur d'air requise pour produire un entraînement d'air donné dans le béton frais (45, 68–70).

Larson (69), présentant les résultats de ses travaux sur l'utilisation des cendres volantes dans le béton à entraînement d'air et passant en revue les travaux d'autres chercheurs (70–74), a conclu que les cendres volantes influent d'abord sur la quantité d'AEA requise plutôt que sur l'entraînement d'air proprement dit.

Dans une étude portant sur six ciments de type IP, Penrenchio et Klieger (75) ont pu constater que la teneur requise en AEA était plus élevée dans tous les cas pour les ciments de type IP que pour les ciments comparables de type I. L'augmentation notée se situait entre 15 et 2310 %. Cette augmentation de la quantité d'AEA nécessaire a été attribuée en général à l'adsorption d'agents entraîneurs d'air par le carbone contenu dans les cendres volantes. Les résultats de l'étude réalisée par le CANMET (voir tableau 3.2) indiquent une augmentation de la teneur en AEA requise se situant dans les mêmes limites pour la plupart des cendres volantes étudiées.

Le problème posé par l'entraînement d'air dans les bétons aux cendres volantes constitue le facteur le plus souvent mentionné parmi les raisons empêchant leur intégration générale à la pratique courante en construction au Canada. Des recherches récentes ont permis d'acquérir une meilleure compréhension de ce problème.

Trois propriétés du béton doivent être en considération lorsqu'on aborde la question de l'entraînement d'air :

— la teneur en air;

— la stabilité de la teneur en air;

— les paramètres de vides d'air dans le béton durci.

La teneur en air et la stabilité de la teneur en air relatives au béton sont traitées dans la présente section. À la section 7 sont abordés les paramètres des systèmes de vides d'air et autres questions liées à la résistance au gel et du dégel du béton durci.

Gebler et Klieger (76) ont étudié dix types différents de cendres volantes présentant ensemble une vaste gamme de propriétés chimiques et physiques. Des bétons ont été dosés en effectuant un remplacement simple de 25 % du ciment (en masse) par des cendres volantes. Tous les mélanges ont été dosés pour avoir une affaissement de 75 ± 25 mm et contenir 6 ± 1 % d'air. Le seul agent d'entraînement d'air utilisé a été de la résine Vinsol neutralisée.

Les résultats obtenus quant à la quantité d'AEA requise pour la préparation du béton témoin (pour une teneur en air de 6 %) sont les suivants :

— pour des cendres contenant plus de 10 % de CaO, la quantité d'AEA requise se situait entre 126 et 173 %;

— pour des cendres renfermant moins de 10 % de CaO, la quantité d'AEA requise se situait entre 170 et 553 %.

Gebler et Klieger résument comme suit leurs résultats et leurs conclusions relativement à la question de l'entraînement d'air dans le béton frais :

> En règle générale, les bétons contenant des cendres volantes de classe C nécessitent l'apport d'une moins grande quantité d'agent entraîneur d'air que les bétons renfermant des cendres volantes de classe F. Tous les bétons contenant des cendres volantes ont nécessité l'apport d'une plus grande proportion d'agent entraîneur d'air que les bétons de ciment portland ne renfermant pas de cendres volantes.
>
> Les bétons plastiques contenant des cendres volantes de classe C ont présenté une tendance à perdre moins d'air que les bétons aux cendres de classe F.
>
> La quantité d'agent entraîneur d'air requise dans un béton contenant des cendres volantes augmente proportionnellement à la perte d'air.
>
> La diminution des teneurs en air du béton plastique renfermant des cendres volantes de classe F a pu atteindre 59 % 90 minutes après l'achèvement du gâchage.
>
> Dans le béton plastique, la teneur en matières organiques, la teneur en carbone et la perte au feu des cendres volantes augmentent proportionnellement à la quantité d'agent entraîneur d'air requise et à la perte d'air.
>
> En général, plus la teneur totale en alcalis des cendres volantes augmente, plus la quantité nécessaire d'agent entraîneur d'air diminue.
>
> Plus la densité des cendres volantes augmente, plus la rétention d'air dans le béton augmente. Le béton contenant des cendres volantes à teneur élevée en chaux (cendres volantes de classe C) et moins de matières organiques a tendance à être moins sujet aux pertes d'air.
>
> En général, la quantité d'air retenue dans le béton augmente proportionnellement à la teneur en SO_3 des cendres volantes.

Les cendres volantes ne sont pas les seuls éléments à provoquer une augmentation de la quantité d'AEA devant être incorporée au béton. D'autres sous-produits minéraux participent également à cette action,

et on a observé que certains ciments portland nécessitaient des additions accrues d'agents entraîneurs d'air (77–81).

Burns et ses collaborateurs (82) ont démontré qu'une pré-exposition des cendres volantes contenant du carbone à du chlore gazeux, à de l'hypochlorite de calcium ou à certains surfactants réduisait largement la quantité d'agent entraîneur d'air devant être incorporée au béton. Selon eux, ce phénomène démontre clairement la nature active du carbone contenu dans les cendres volantes et sa désactivation par l'adsorption de substances réagissant entre elles qui ne nuisent pas elles-mêmes à l'entraînement d'air.

Aucune théorie acceptable n'a encore été formulée pour expliquer le phénomène de l'interférence parfois observée entre les cendres volantes et les agents entraîneurs d'air. À l'évidence, il serait nécessaire que des recherches soient consacrées à comprendre les mécanismes de l'entraînement d'air dans le béton et le mode d'action des constituants secondaires des liants hydrauliques sur le comportement des agents entraîneurs d'air.

4. EFFETS DES CENDRES VOLANTES SUR LES PROPRIÉTÉS STRUCTURALES DU BÉTON DURCI

Les cendres volantes influent d'une façon ou d'une autre sur la plupart des propriétés du béton durci. La présente section traite de l'effet de l'utilisation des cendres volantes sur les propriétés suivantes :

— évolution de la résistance;

— élasticité;

— fluage, retrait et dilatation thermique.

Une étude effectuée récemment par le CANMET (38) a démontré que la résistance de bétons fabriqués dans des conditions semblables avec le même ciment et les mêmes granulats mais comportant des types différents de cendres volantes pouvait croître à des vitesses sensiblement différentes. Le tableau 4.1 illustre l'évolution de la résistance jusqu'à 91 jours des mélanges de béton présentés au tableau 3.1 (voir section 3); l'observation de ces données permet de distinguer facilement les différentes réactivités des cendres volantes.

Tableau 4.1 — Propriétés du béton durci*

Désignation du mélange**	Résistance à la compression de cylindres de 150 × 300 mm, en MPa				Résistance à la flexion de prismes de 75 × 100 × 400 mm, en MPa		
	à 7 jours	à 28 jours	à 91 jours	à 365 jours	à 14 jours	à 28 jours	à 91 jours
Témoin	23,4	30,6	34,9	39,2	4,9	5,4	5,9
F1	18,4	25,7	31,4	38,3	4,4	4,4	5,4
F2	16,9	25,2	34,8	37,0	3,9	4,8	5,5
F3	14,4	21,0	27,6	34,4	4,0	5,0	5,3
F4	17,8	23,3	32,3	36,9	4,1	4,4	5,2
F5	20,1	28,0	33,9	44,3	3,5	4,4	5,3
F6	18,4	24,8	31,8	39,2	3,5	4,6	5,6
F7	16,7	24,1	29,1	35,7	3,9	4,5	5,4
F8	17,9	27,7	29,0	40,4	4,6	5,0	6,1
F9	16,7	24,9	31,1	35,6	4,3	4,2	5,7
F10	19,2	28,5	33,7	39,7	4,1	5,1	5,8
F11	21,1	29,4	35,3	40,1	4,8	5,3	6,6

*D'après le document de référence n°38.
**Se reporter aux tableau 3.1 et 3.2, lesquels contiennent des données relatives aux cendres volantes et au dosage des composants.

Évolution de la résistance dans le béton aux cendres volantes

Comme il a été dit à la section 2, les principaux facteurs déterminant la résistance du béton sont la quantité de ciment utilisée et le rapport eau-ciment. Dans la pratique, ces facteurs sont établis de façon à permettre un compromis entre les exigences de maniabilité du béton fraîchement mélangé, les exigences de résistance et de durabilité du béton durci et les coûts de réalisation. La façon dont les cendres volantes influent sur la maniabilité et l'importance de cette action constituent des facteurs qui ont un effet capital sur l'évolution de la résistance. Comme on l'a démontré à la section 3, il n'est pas difficile en général d'effectuer un dosage des composants qui permet d'obtenir la vitesse voulue d'accroissement de la résistance lorsqu'on se sert de cendres volantes rendant possible une réduction de la teneur totale en eau du béton.

La présente section porte sur les facteurs, autres que le dosage des mélanges et la maniabilité, qui déterminent la vitesse d'accroissement de la résistance dans les bétons aux cendres volantes. Fondamentalement, ces facteurs constituent les caractéristiques intrinsèques des cendres volantes devant être prises en considération dans la pratique dans le dosage des mélanges.

Beaucoup de facteurs influencent l'évolution de la résistance dans le béton aux cendres volantes, les plus importants étant les suivants :

— les propriétés des cendres volantes,
— la composition chimique,
— la taille des particules,
— la réactivité,
— la température et d'autres conditions de cure.

Effet du genre de cendres volantes sur la résistance du béton

La première différence que l'on devrait souligner entre les différentes cendres volantes est que certaines ont déjà des caractéristiques du ciment même en l'absence de ciment portland. Ces cendres sont fréquemment connues sous le nom de Classe C ou des cendres volantes à haute teneur en calcium produites à des centrales électriques brûlant du charbon sous-bitumineux ou ligneux.

En général, les cendres volantes à teneur élevée en calcium ont tendance à n'influer que très peu sur la vitesse d'accroissement de la résistance. Un certain nombre d'auteurs ont souligné le fait que le béton renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium peut être préparé en remplaçant un poids ou un volume égal de ciment par les cendres sans que cela ne modifie la résistance de façon importante dans les premiers âges (83, 84).

Yuan et Cook (83) se sont penchés sur la question de l'évolution de la résistance des bétons contenant des cendres volantes à teneur élevée en calcium (à 30,3 % de CaO) et d'autres n'en contenant pas. Les résultats de leurs recherches apparaissent à la figure 4.1. Ayant effectué le dosage des composants au moyen de la méthode du remplacement simple, ils ont enregistré une vitesse d'accroissement de la résistance pour le béton aux cendres volantes comparable à celle du béton témoin, avec ou sans entraînement d'air.

Raba et Smith (84) ont étudié les propriétés d'un type de cendres volantes sub-bitumineuses (à 20 % de CaO) rendant ces dernières propres à la fabrication du béton. Le tableau 4.2 présente les données obtenues sur l'augmentation de la résistance à la compression attribuable à la présence de cendres volantes à teneur élevée en calcium. Il y a lieu de noter que la méthode de dosage des mélanges utilisée a fait intervenir le remplacement d'un certain volume de granulats fins, la masse de ciment et de granulats grossiers ayant été gardée constante pour chaque série de mesures.

Les cendres volantes à faible teneur en calcium, dites de classe F qui sont d'ordinaire issues de la combustion de charbons bitumineux, ont été les premières à être considérées pour une éventuelle utilisation dans la fabrication du béton, et une grande partie des connaissances ayant été publiées sur le comportement du béton aux cendres volantes repose sur des études effectuées sur des matériaux contenant des cendres de classe F. De plus, les cendres utilisées dans la plupart des premiers travaux provenaient de centrales thermiques plus anciennes, étaient composées de particules grossières, contenaient du combustible imbrûlé et possédaient souvent une activité pouzzolanique relativement faible. Incorporées au béton et dosées par remplacement simple, ces cendres présentaient une vitesse d'accroissement de la résistance exceptionnellement basse. De telles observations ont conduit à la généralisation d'une opinion voulant que «les cendres volantes réduisent la résistance à tous les âges» (85). À l'inverse, ces observations ont amené les chercheurs à déployer des efforts considérables pour comprendre les facteurs influant sur la résistance des bétons aux cendres volantes et pour déterminer les façons de manipuler ces facteurs pour obtenir les vitesses d'accroissement de la résistance désirées.

Taille des particules et résistance des bétons aux cendres volantes

La taille des particules peut influer sur l'accroissement de la résistance de deux manières. En premier lieu, comme il a été mentionné à la section 3, les particules ayant une dimension supérieure à 45 μm ont un effet défavorable sur la quantité d'eau requise. Elles agissent donc à l'opposé des exigences des méthodes de dosage utilisées pour con-

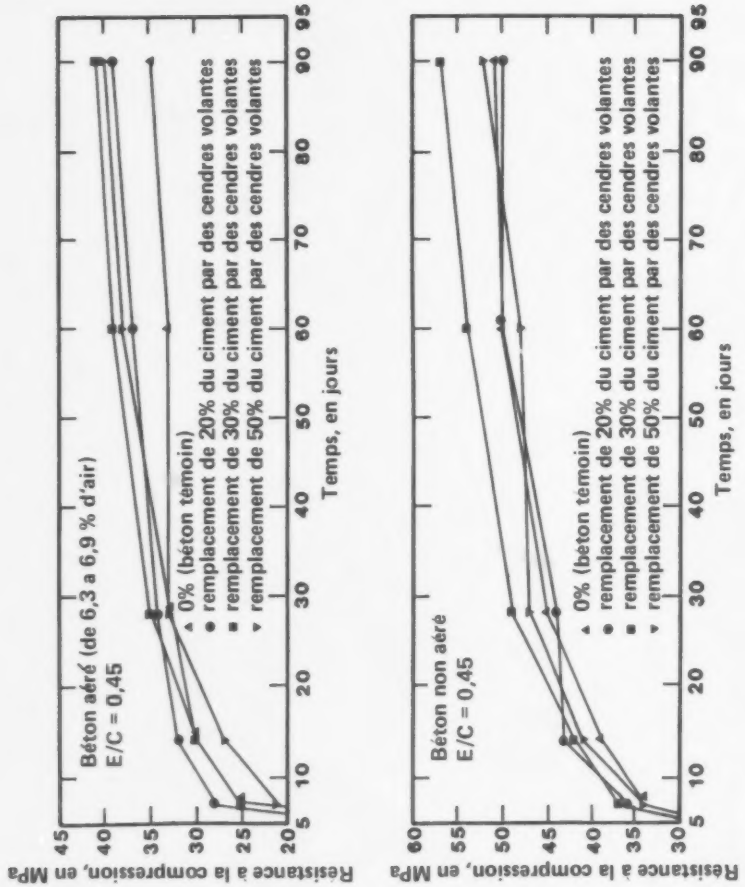


Figure 4.1 — Évolution de la résistance à la compression du béton contenant des cendres volantes à haute teneur en calcium (83)

trebalancer la faible vitesse de réaction des cendres volantes aux premiers âges. En second lieu, l'activité de liaisonnement se produit à la surface de phases solides par l'intermédiaire de processus hétérogènes mettant en jeu la diffusion et la dissolution de matières dans des pâtes concentrées. La surface spécifique doit jouer un rôle considérable dans la détermination de la cinétique de tels processus.

Les résultats d'expériences pratiques visant à évaluer l'influence de la taille des particules sur l'évolution de la résistance sont contradictoires.

Tableau 4.2 — Augmentation de la résistance à la compression attribuable à la présence de cendres volantes à teneur élevée en calcium*

Ciment	Cendres volantes	Résistance à la compression**		
		Pourcent de béton témoin		Augmentation en %
	en kg/m^3	à 28 jours	à 56 jours	de 28 à 56 jours
91	50	318	354	15,2
	59	352	393	16,0
	68	401	435	13,6
	77	471	494	10,5
136	50	210	228	10,2
	59	231	256	11,8
	68	245	269	11,1
	77	253	274	10,3
182	50	149	155	8,2
	59	153	167	12,4
	68	163	177	12,0
	77	187	190	6,2

*D'après le document de référence n° 84.
**Nota: Dans ces mélanges, des cendres volantes ont été utilisées en remplacement des granulats fins.

Après avoir étudié 36 mélanges de béton, dont la plupart contenaient des cendres volantes de propriétés très variées, Crow et Dunstan (66) ont pu conclure que :

> ... l'activité pouzzolanique a pu être associée dans une certaine mesure à la finesse des cendres; ainsi, les cendres plus fines ont réagi plus facilement avec le ciment portland. La finesse a semblé jouer un plus grand rôle dans la réaction des cendres à faible teneur en calcium que dans celle des cendres à teneur élevée en calcium.

Wesche et vom Berg (86), par contre, n'ont pu établir aucune corrélation entre la finesse des particules et la résistance à la compression de mortiers à 7 ou 28 jours, et ont pu observer une faible corrélation à 90 jours après plus de 340 essais effectués sur des cendres volantes provenant de 14 sources.

À certains égards, on doit s'attendre à ces résultats lorsque des échantillons provenant d'un grand nombre de sources sont examinés lors d'expériences destinées à ne déterminer qu'un seul facteur. De nombreuses variables liées aux cendres volantes influent sur l'évolution de la résistance; une faible corrélation entre cette évolution et la taille des particules indique seulement que la taille des particules ne constitue

pas la *variable dominante* influant sur la réactivité des cendres volantes. Pour établir un lien entre l'évolution de la résistance et la taille des particules, il faut soit réduire au minimum le nombre des autres variables, soit effectuer une expérience tenant compte de plusieurs variables simultanément. Jusqu'à maintenant, on ne s'est servi que de la première méthode d'expérimentation.

Joshi (87) et Ravina (88) ont tous les deux mis à profit le phénomène de la ségrégation des particules se produisant dans les dépoussiéreurs électrostatiques pour obtenir des particules de cendres volantes de différentes grosseurs à partir d'une même source.

Lorsque les cendres volantes sont récupérées dans un dépoussiéreur électrostatique à plusieurs étages, il s'effectue une séparation des particules selon leur taille; les particules les plus fines sont recueillies dans les chambres les plus éloignées du four. En récupérant ensuite les cendres contenues dans chacune des chambres, on obtient en même temps des particules de différentes classes granulaires à partir de la même source.

Malheureusement, la taille des poussières n'est pas le seul facteur qui diffère entre les particules contenues dans les diverses chambres; les propriétés chimiques, la densité et la morphologie des particules diffèrent également. Chimiquement, le carbone a tendance à rester avec les plus grosses particules, et les sulfates et les chlorures d'alcalis ont tendance à s'accumuler à la surface des plus fines particules dans les zones plus froides du dépoussiéreur. Les particules de faible densité se voient distribuées par action différentielle dans l'appareil; les cénosphères et les particules de forme irrégulière ont tendance à précipiter à partir des gaz de la première chambre, ayant par conséquent un effet sur les mesures de la densité moyenne. Cependant, l'examen de cendres provenant d'une seule source et séparées en fonction de leur grosseur semble constituer la façon la plus simple de déterminer l'effet de la taille des particules sur la résistance, malgré le fait que les résultats puissent être modifiés par d'autres facteurs non contrôlés.

Une autre façon d'obtenir des cendres calibrées à partir d'une source est celle du broyage. Monk (89) a effectué une étude sur des cendres provenant de quatre centrales thermiques de base et incorporées dans des ciments mélangés et dans des ciments broyés avec du ciment portland. Les principales conclusions de ses travaux sont les suivantes :

— Les ciments portland-cendres volantes préparés en broyant ensemble du clinker, du gypse et des cendres volantes nécessitent l'apport d'une quantité d'eau égale ou inférieure à celle qui est nécessaire pour la fabrication de ciments équivalents préparés en mélangeant du ciment portland ordinaire et des cendres volantes.

— Le broyage des diverses substances composant les ciments n'a pas eu pour effet de réduire l'augmentation de maniabilité apportée par les cendres volantes. On n'a pas noté de diminution de la grosseur des particules sphériques, mais cette opération a permis de fragmenter les agglomérats de ces particules contenus dans les cendres grossières.

— La résistance à la compression des ciments broyés avec d'autres substances a été, à tous les âges, égale ou supérieure à celle des ciments mélangés.

— Le broyage des diverses substances a donné lieu à une amélioration des propriétés des cendres grossières quant à la réduction d'eau de même qu'à une augmentation de leur activité pouzzolanique comme l'indique l'amélioration de la résistance à la compression notée à des âges plus avancés.

Réactivité des cendres volantes

L'effet pouzzolanique, bien qu'il soit un phénomène bien connu, est loin d'être parfaitement compris. Une grande partie des recherches consacrées à l'heure actuelle aux cendres volantes ont pour objectif de mieux comprendre les réactions pouzzolaniques. L'étude en profondeur de ces travaux dépasse les limites du présent chapitre; le lecteur que ce sujet intéresse est prié de se reporter aux ouvrages de référence nos 19 et 90 à 93 pour connaître les conclusions de certaines recherches sur l'activité pouzzolanique des cendres volantes.

Toutefois, certains aspects de la réactivité pouzzolanique sont directement liés au comportement du béton aux cendres volantes à l'état durci. En particulier, les effets de la température pendant la cure sur la résistance ultérieure du béton revêtent une grande importance sur le plan pratique et, comme on le verra plus loin, semblent être étroitement associés à la nature fondamentale de l'action pouzzolanique.

La température et l'évolution de la résistance dans les bétons aux cendres volantes

Lorsque du béton fabriqué avec du ciment portland subi une cure à des températures supérieures à 30 °C, on observe une augmentation de la résistance aux premiers âges, suivie d'une diminution marquée dans le béton à maturité (94).

Le béton contenant des cendres volantes se comporte de façon considérablement différente. La figure 4.2 illustre l'influence de la température atteinte durant la période initiale de conservation sur la résistance du béton à 28 jours. Par contraste avec la perte de résistance se pro-

duisant dans le béton fabriqué avec du ciment portland ordinaire, le béton aux cendres volantes présente une augmentation de résistance résultant d'un chauffage. Cette caractéristique est particulièrement précieuse dans le cas des travaux de construction exécutés avec du béton de masse ou du béton ordinaire à des températures élevées.

Kobayashi (95) relate qu'un béton dans lequel 25 % du ciment a été remplacé par des cendres volantes a été utilisé pour la construction d'une galerie de prise de la centrale électrique Kurobegwa n° 3 au Japon (96). Comme cette galerie se trouve dans le roc à des températures de 100 à 160 °C, les cendres volantes ont été employées afin de combattre la perte de résistance qu'aurait entraîné l'utilisation d'un béton ne contenant que du ciment portland.

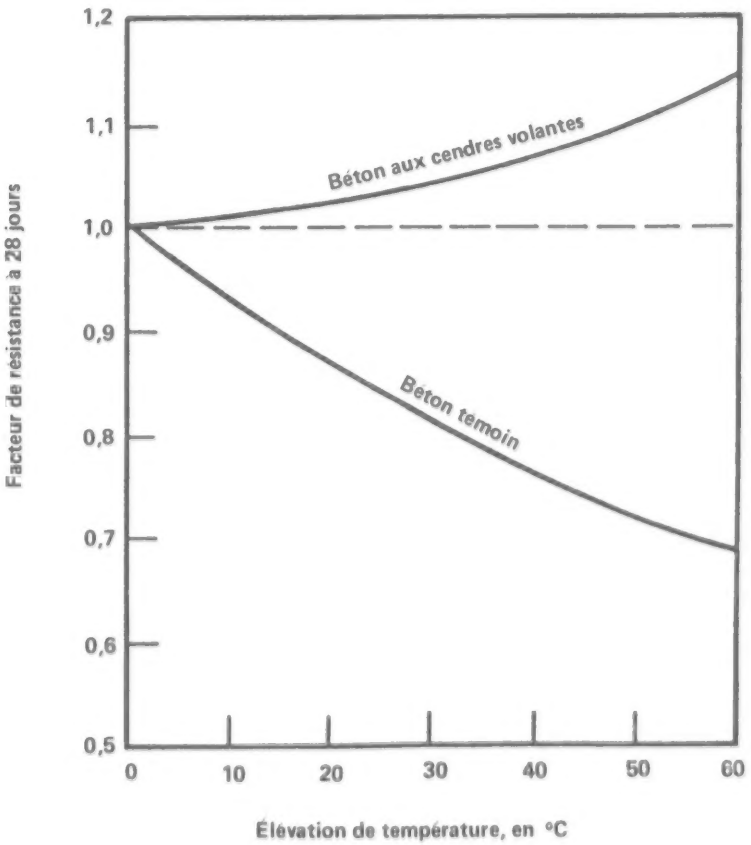


Figure 4.2 — Effet de l'élévation de température durant la cure sur l'évolution de la résistance à la compression des bétons (64)

Ravina (97) a examiné de quelle façon les effets des cendres volantes dans le béton subissant une cure à des températures modérément élevées pouvaient être mis à profit dans le cadre des opérations de préfabrication. L'étude de Ravina présente également un intérêt considérable en regard du mode de réaction des cendres volantes dans le béton conservé dans des conditions contrôlées mettant en jeu une certaine exposition à la chaleur.

Les travaux de Ravina ont porté sur du béton préparé avec des cendres volantes provenant de la même source mais de tailles différentes :

— des cendres grossières provenant du premier champ du dépoussiéreur dont 30 à 35 % ont été retenues au tamis de 45μm;

— des cendres volantes fines provenant du troisième champ du dépoussiéreur dont 14 à 17 % ont été retenues au tamis de 45μm.

Les conditions de cure utilisées sont les suivantes :

— Des échantillons témoins ont subi une cure à 23 °C pendant 22 heures avant d'être démoulées, puis placées durant sept jours dans la chambre à atmosphère humide à 23 °C. Ils ont ensuite été entreposés à 23 °C et à 65 % d'humidité relative jusqu'à leur mise à l'essai.

— Des échantillons soumis à un traitement thermique ont été conservés à 23 °C pendant deux heures pour être ensuite transférés dans une chambre d'étuvage dans laquelle la température a été portée de 23 à 75 °C en deux heures, les échantillons y ont été gardés pendant quatre heures à 75 °C. On a alors arrêté le chauffage et laissé refroidir les échantillons dans la chambre. Après 22 heures, les échantillons ont été démoulés et entreposés dans les mêmes conditions que les échantillons témoins.

L'auteur a pu tirer les conclusions ci-dessous à partir des données obtenues au cours de son étude sur la résistance à la compression du béton.

— L'utilisation de grandes quantités de cendres volantes dans le béton ayant subi une cure à des températures élevées peut constituer une mesure efficace permettant une amélioration notable de la résistance à la compression du béton, par contraste avec l'augmentation de résistance plutôt limitée obtenue par l'utilisation des cendres lorsque le béton est conservé dans des conditions normales jusqu'à 28 jours.

— L'effet bénéfique de la cure à des températures élevées du béton contenant des cendres volantes grossières et fines est considérable aux premiers âges et se poursuit à des âges plus avancés.

Les travaux de Ravina et les observations formulées par d'autres auteurs (4, 64) soulèvent d'importantes questions quant à la nature de la réactivité pouzzolanique. Les points énumérés ci-dessous gagneraient à faire l'objet de recherches plus approfondies.

— La vitesse de réaction des systèmes cendres volantes-ciment augmente nettement avec la température, comme cela est le cas pour le ciment portland seul. Pourtant, les produits d'hydratation ne présentent pas les faibles propriétés mécaniques obtenues pour le ciment portland lorsqu'on le conserve à des températures élevées. Cela semble indiquer que les produits de l'hydratation des mélanges cendres volantes-ciment, leurs proportions relatives ou leur morphologie diffèrent sensiblement de ceux qui sont obtenus par l'hydratation accélérée de façon thermique du ciment portland seul.

— La température fait tant augmenter la vitesse de réaction des cendres volantes dans les mélanges de ciment que les effets de la taille des particules sur le comportement pouzzolanique se voient ainsi amplement compensés. Cela laisse supposer que certains essais sur l'activité pouzzolanique dans lesquels un procédé d'accélération thermique est mis en jeu peuvent mener à des résultats dangereusement trompeurs.

— La réaction pouzzolanique, une fois amorcée par la chaleur, semble se poursuivre une fois que la source de chauffage externe a été enlevée, même pour ce qui est des cendres volantes grossières. Cela indique l'existence possible d'un effet d'activation, semblable à celui noté pour les laitiers, que l'on n'associait pas par le passé avec l'effet pouzzolanique.

La sensibilité des cendres volantes aux températures élevées laisse supposer qu'elles sont également sensibles aux températures plus faibles se traduisant par une diminution de la vitesse d'accroissement de la résistance. On a pu observer ce phénomène dans la pratique, et l'on remarque, en général, que la conservation des bétons aux cendres volantes par temps froid doit faire l'objet de plus d'attention.

Effet des cendres volantes sur les propriétés élastiques du béton

La documentation publiée à cet égard indique que les cendres volantes influent peu sur les propriétés élastiques du béton.

Abdun-Nur (16) formule les observations suivantes sur les données fournies par les premières publications sur le sujet :

> Le module d'élasticité du béton aux cendres volantes est plus faible aux premiers âges et plus élevé à des âges plus avancés (2, 98). En général, les cendres volantes font augmenter le module d'élasticité du béton lorsqu'on compare entre eux des bétons de même résistance renfermant des cendres volantes et d'autres n'en renfermant pas (99-101).

Lane et Best (40) en sont arrivés aux conclusions suivantes :

> Les propriétés des cendres volantes influant sur la résistance à la compression du béton font également varier le module d'élasticité, mais dans une moins large mesure. Le module d'élasticité du béton aux cendres volantes, tout comme sa résistance à la compression, est plus faible au taux de résistance initial et plus élevé au taux de résistance final que celui du béton ne contenant pas de cendres volantes.

Crow et Dunstan (66), dans leur compte rendu d'une étude ayant porté sur les propriétés de 36 types de béton, la plupart contenant des cendres volantes à différentes concentrations et provenant de sources diverses, ont fait état des conclusions suivantes sur les propriétés élastiques des bétons étudiés :

> Les propriétés élastiques des bétons contenant du ciment portland et des cendres volantes sont semblables à celles que devrait présenter le ciment portland seul. Le module d'élasticité et le coefficient de Poisson ont tous deux augmenté avec l'âge, parallèlement à l'évolution de la résistance à la compression. Le module d'élasticité se situait entre une valeur minimale de 18,8 GPa à 28 jours et une valeur maximale de 39,6 GPa à 365 jours. La majeure partie des cendres volantes (utilisées dans le béton) avaient un coefficient de Poisson variant entre 0,14 à 0,25 à 28 jours.

Ghosh et Timusk (102) ont étudié des bétons aux cendres volantes, dosés pour obtenir une résistance équivalente à 28 jours, sur une gamme de valeurs de résistance nominale. Ils ont démontré la relation existant entre la résistance et le module d'élasticité illustrée à la figure

4.3 et ont pu conclure que pour toutes les valeurs de résistance, le module d'élasticité du béton aux cendres volantes équivaut d'ordinaire à celui du béton témoin. Dans tous les cas, le module d'élasticité s'est révélé supérieur à celui qui est obtenu au moyen de la formule de l'A.C.I.

Nasser et Marzouk (103) ont examiné les effets de la température sur le module d'élasticité d'un béton renfermant des cendres volantes (provenant d'une source de lignite de la Saskatchewan) et un ciment de type V de l'ASTM résistant aux sulfates. Ils ont pu constater que sur la plage de température de 21 à 232 °C, le module d'élasticité se voyait réduit d'au plus 40 % autant pour les échantillons non scellées que pour les échantillons scellées afin de prévenir la perte d'humidité.

Effet des cendres volantes sur les propriétés de fluage du béton

Les données disponibles sur le fluage du béton aux cendres volantes sont limitées. Lohtia et ses collaborateurs (104) ont fait état des résultats d'études ayant porté sur le fluage et la recouvrance du fluage à des rapports contrainte-résistance de 20 à 35 %, de bétons ordinaires

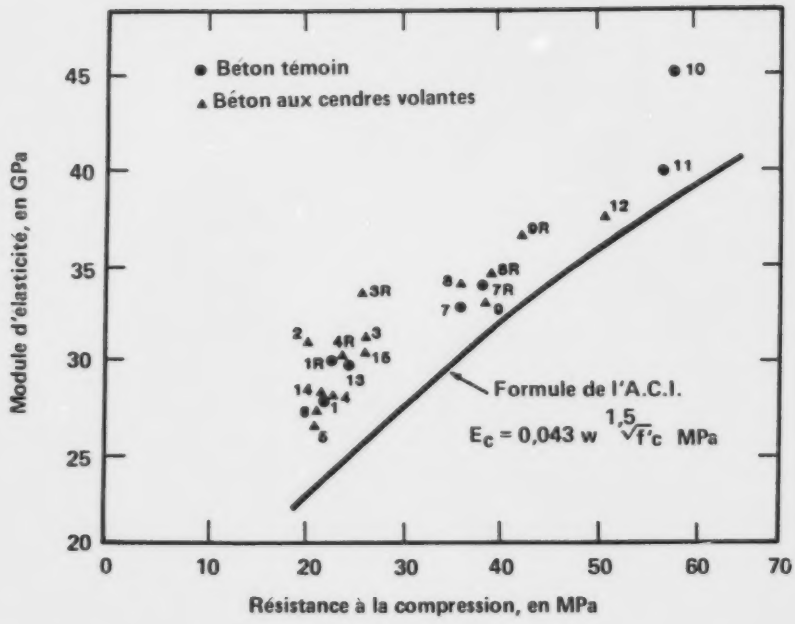


Figure 4.3 — Modules d'élasticité des bétons aux cendres volantes (102)

et de bétons aux cendres volantes fabriqués en remplaçant le ciment dans une proportion de 0 à 25 % de son poids par des cendres volantes. Ils ont pu tirer de ces travaux les conclusions suivantes :

— Un remplacement de 15 % du ciment par des cendres volantes s'est révélé optimal en ce qui concerne la résistance, l'élasticité, le retrait et le fluage du béton aux cendres volantes soumis à l'étude.

— Les courbes fluage-temps des bétons ordinaires et des bétons aux cendres volantes ont été comparables aux courbes linéaires du logarithme du temps.

— L'augmentation du fluage dans un béton contenant jusqu'à 15 % de cendres volantes a été négligeable. Cependant, on a noté un fluage un peu plus élevé à une concentration en cendres volantes supérieure à 15 %.

— Les coefficients de fluage ont été semblables pour les bétons ayant une teneur en cendres volantes comprise entre 0 et 25 %.

— On a pu constater que la recouvrance représentait entre 22 et 43 % du fluage se produisant au cours d'une même période de 150 jours. On a enregistré une recouvrance moins importante dans le cas d'un remplacement du ciment supérieur à 15 %. Le rapport contrainte-résistance n'a semblé avoir aucune incidence précise sur la recouvrance.

Parmi des études plus récentes, celles de Ghosh et Timusk (102) ont porté sur des cendres volantes bitumineuses de teneurs en carbone et de finesses différentes, incorporées à des bétons de résistance nominale de 20, 35 et 55 MPa (à des rapports eau-ciment de 1, 0,4 et 0,2, respectivement). Les bétons ont tous été dosés pour posséder une résistance équivalente à 28 jours. On a pu constater que, pour la majorité des échantillons, les bétons aux cendres volantes ont présenté un fluage moins important que les bétons témoins. Ce phénomène a été attribué à une augmentation de la résistance après le chargement relativement plus considérable pour les bétons aux cendres volantes que pour les bétons témoins.

Yuan et Cook (83) ont obtenu les données apparaissant à la figure 4.4 dans le cadre des études qu'ils ont effectuées sur le béton à résistance élevée contenant des cendres volantes à teneur élevée en calcium; ces données indiquent que les bétons dans lesquels le ciment est remplacé à 30 et 50 % par des cendres présentent un fluage plus important que le béton témoin ou le béton dont une proportion de 20 % du ciment a été remplacée par des cendres volantes. La section 6 du présent chapitre traite de façon plus détaillée des données recueillies dans cette étude portant sur l'utilisation des cendres volantes dans le béton à résistance élevée.

Gifford et Ward (105) ont fait une étude sur le béton maigre de masse et en sont venus à la conclusion que les cendres volantes font diminuer le fluage en raison d'un certain nombre de facteurs, dont les suivants :

— les cendres volantes font augmenter le module d'élasticité;

— elles contribuent au volume total des granulats et réduisent le volume de pâte soumis au fluage.

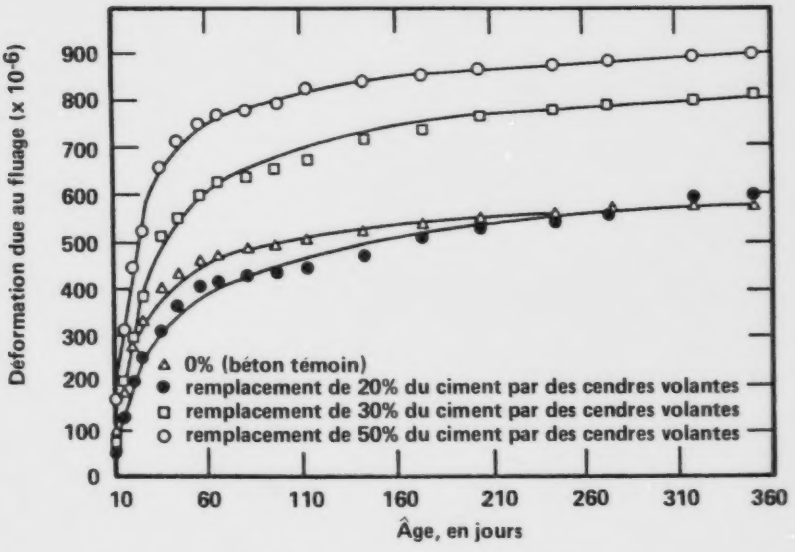


Figure 4.4 — Fluage de bétons aux cendres volantes (83)

Effet des cendres volantes sur les variations volumétriques indépendantes de la charge dans le béton

On a constaté de manière générale que l'utilisation de cendres volantes dans des proportions normales n'influe pas de façon importante sur le retrait au séchage du béton. Davis et ses collaborateurs (2) ont formulé les conclusions suivantes, représentatives de celles de la plupart des chercheurs sur cette question.

> Pour des masses d'épaisseur ordinaire telles que celles que l'on retrouve normalement dans les dalles d'autoroutes et dans les murs et structures des bâtiments, le retrait au séchage mesuré aux surfaces exposées du béton jusqu'à l'âge d'un an est, pour les ciments aux cendres volantes,

à peu près égal ou quelque peu inférieur à celui des ciments portland correspondants. Le retrait au séchage jusqu'à l'âge d'un an mesuré à une courte distance de la surface exposée est considérablement moins important pour les bétons contenant des ciments portland correspondants.

Pour les sections très minces et pour les ciments de finesse normale, le retrait au séchage des bétons contenant du ciment à résistance initiale élevée finement broyé peut être quelque peu réduit par l'utilisation de cendres volantes.

Les résultats d'études menées par Elfert (62), dans lesquelles sont comparés le retrait au séchage et la variation de longueur autogène du béton aux cendres volantes avec ceux du béton ordinaire et du béton fabriqué avec d'autres pouzzolanes, indiquent que le béton aux cendres volantes s'est mieux comporté à ces égards que les autres bétons soumis à l'étude.

Dans une étude plus récente, Ghosh et Timusk (102) ont démontré que pour la même taille maximale de granulats et pour toutes les valeurs de résistance, le retrait du béton contenant des cendres volantes est moins considérable que celui du béton n'en contenant pas.

Il est ressorti des études effectuées par Yuan et Cook (106, 83) sur le béton renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium que le remplacement du ciment par des cendres volantes a peu d'effet sur le retrait au séchage. Les données qu'ils ont obtenues apparaissent à la figure 4.5. Des conclusions semblables peuvent être tirées des données recueillies par le CANMET (38) sur le retrait des bétons renfermant une variété de cendres volantes (voir tableau 4.3).

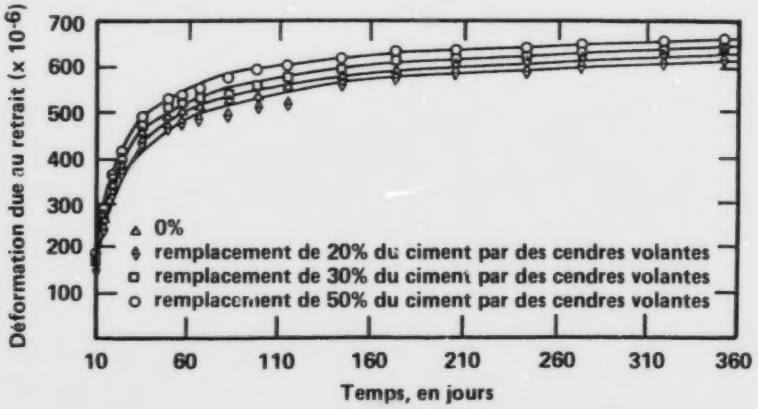


Figure 4.5 — Retrait au séchage de bétons renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium (83)

Tableau 4.3 — Retrait au séchage de bétons aux cendres volantes*

Désignation du du mélange**	Durée du séchage, en jours	Mesures du retrait			
		Conservation initiale pendant 7 jours dans l'eau		Conservation initiale pendant 91 jours dans l'eau	
		Perte d'humidité***, en %	Retrait au séchage, × 10^{-6}	Perte d'humidité,*** en %	Retrait au séchage, × 10^{6}
Témoin n°2	224	55,0	422	53,7	453
F1	224	57,5	447	47,9	365
F2	224	57,3	364	45,4	280
F3	224	56,9	411	56,2	405
F4	224	54,7	379	49,2	387
F5	224	58,8	404	51,1	403
F6	224	60,6	475	56,4	454
F7	224	64,3	397	54,1	433
F8	224	56,3	400	—	327
F9	224	58,2	390	49,3	361
F10	224	58,4	642	55,2	500
F11	224	49,5	454	48,9	362

*D'après le document de référence n°38.
**Se reporter aux tableaux 3.1 et 3.2 qui contiennent des données relatives aux cendres volantes et au dosage des composants.
*** Pourcentage de l'eau initiale totale présente dans le béton.

Munday et ses collaborateurs (107) ont pu observer une relation entre le retrait type et l'âge pour les bétons aux cendres volantes, comme l'illustre la figure 4.6, et ont conclu qu'il existe en général une corrélation entre le retrait au séchage et la teneur équivalente en ciment (figure 4.7). On a également pu constater que le mouillage et le séchage successifs du béton aux cendres volantes avaient pour effet de provoquer une dilatation cumulative pendant un certain nombre de cycles. Les auteurs en sont arrivés à la conclusion que, dans l'ensemble, l'incorporation de cendres volantes n'influe pas de façon considérable sur le retrait au séchage, la dilatation par mouillage et séchage successifs ou la dilatation thermique du béton.

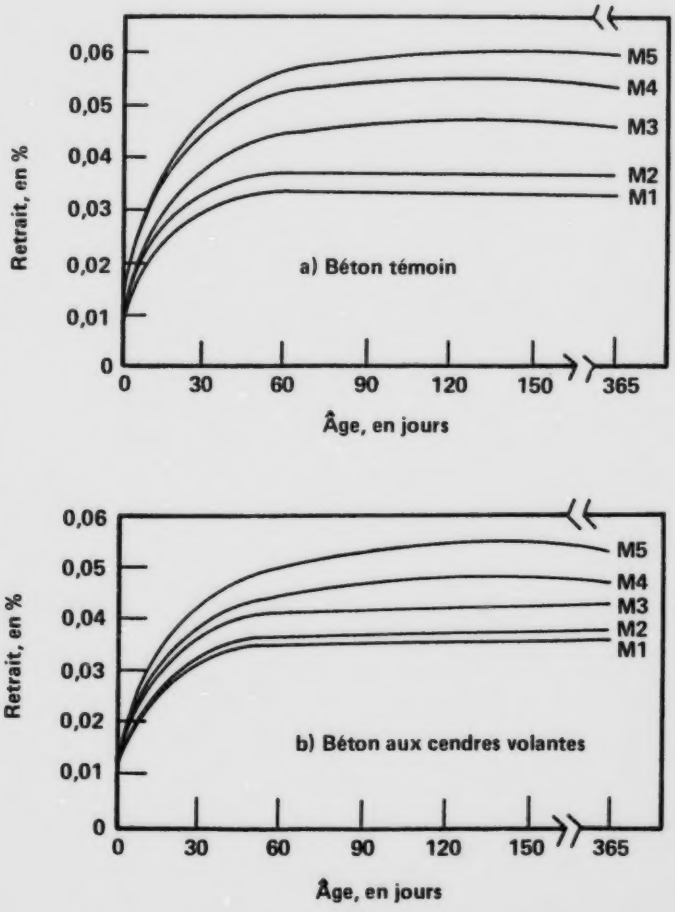


Figure 4.6 — Retrait au séchage de bétons renfermant des cendres à faible teneur en calcium (107)

La dilatation thermique du béton est principalement fonction de la dilatation thermique des granulats grossiers qui en constituent le composant premier. Les valeurs de micro-déformation par °C obtenues pour la pierre à chaux et le quartzite humides ont été de 4 et 11,7 respectivement; pour la pâte pure, ces valeurs se situaient entre 11 et 20 (105). Gifford et Ward (105) citent Dunstan, qui émet l'hypothèse selon laquelle les cendres volantes réduisent la dilatation thermique; leurs propres données indiquent une réduction moyenne de 4 % pour un béton dans lequel le ciment est remplacé à 40 % par des cendres volantes.

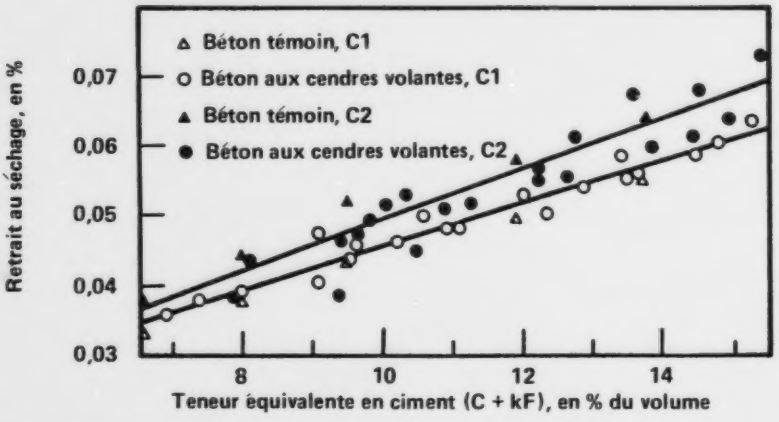


Figure 4.7 — Rapport du retrait au séchage de bétons à la teneur équivalente en ciment (107)

5. UTILISATION DES CENDRES VOLANTES DANS LES BÉTONS DESTINÉS À DES APPLICATIONS SPÉCIALES

Dans la plupart des applications en construction, c'est la disponibilité des matériaux, les pratiques locales de bétonnage et surtout, l'économie qui guideront principalement la décision d'incorporer on non des cendres volantes aux bétons. Il existe toutefois certains types de bétons spéciaux dans lesquels l'utilisation de cendres volantes ou d'autres sous-produits minéraux est essentielle à l'atteinte de propriétés prescrites. La performance et le rendement économique des bétons à résistance élevée (de plus de 50 MPa à 28 jours) et des bétons de masse compactés au rouleau, en particulier, dépendent de l'utilisation de cendres volantes.

Bétons à résistance élevée

Les bétons à résistance élevée peuvent en gros être classés en trois grands groupes :

— les bétons dont la résistance est comprise entre 35 et 70 MPa, utilisés depuis dix ans dans plusieurs applications en construction;

— les bétons dont la résistance est comprise entre 70 et 100 MPa;

— les bétons dont la résistance à la compression excède 100 MPa.

Comme Wolsiefer (108) a pu le constater, en dépit du fait que du béton de résistance variant entre 70 et 120 MPa pouvant être mis en oeuvre sur place soit aujourd'hui offert dans le commerce, les attestations d'emploi du béton à résistance élevée dans le bâtiment dans la région de Chicago portent pour la plupart sur du béton de 62 MPa de résistance. Par conséquent, lorsqu'on traitera de l'utilisation des cendres volantes dans le béton à résistance élevée, cette expression désignera pour l'instant le béton correspondant à l'extrémité inférieure de la gamme de résistance décrite ci-dessus.

Le béton à résistance élevée est utilisé pour plusieurs raisons dont les plus importantes sont les suivantes :

— la réduction du dimensionnement des éléments de structure en béton des bâtiments;

— l'obtention de cycles de production plus rapides dans l'industrie du béton préfabriqué et précontraint;

— l'obtention d'une résistance et d'un module d'élasticité élevés dans les éléments de structure conçus pour supporter d'importantes contraintes.

En général, la production de béton à résistance élevée nécessite l'utilisation de mélanges à rapport eau-ciment faible dotés d'une maniabilité suffisante pour permettre sa mise en place dans une structure fortement armée. Pour que ces exigences soient satisfaites, on considère d'ordinaire que les facteurs suivants sont importants (109, 110) :

— l'utilisation de teneurs élevées en ciment (jusqu'à 550 kg/m^3) à des valeurs d'affaissement comprises entre 75 et 100 mm;

— une sélection rigoureuse du ciment et des granulats;

— l'utilisation de faibles rapports eau-ciment, obtenus par l'emploi d'agents réducteurs d'eau et de superplastifiants (voir section 6);

— l'emploi de pouzzolanes, particulièrement des cendres volantes.

L'action positive des cendres volantes dans le béton à résistance élevée s'accomplit au moins de deux façons :

— des cendres volantes de bonne qualité permettent d'ordinaire une réduction de la teneur en eau d'un mélange de béton sans perte de maniabilité (voir section 2);

— les cendres volantes produisent une augmentation de la résistance en fin de cure qu'il n'est pas possible d'obtenir par l'utilisation d'une quantité supplémentaire de ciment portland.

Le tableau 5.1 présente les compositions de types mélange de béton à résistance élevée types utilisées lors de la construction de deux structures dans la région de Chicago au cours des années soixante-dix; les valeurs correspondantes de résistance à la compression obtenues avec ces mélanges sont données au tableau 5.2. Des mélanges de béton renfermant des cendres volantes et préparés suivant des proportions semblables pour obtenir une résistance de 55 MPa ont été utilisés dans la construction de bâtiments de la région de Toronto (111).

Cook (112) a fait état des résultats d'une étude approfondie ayant porté sur les bétons de résistance comprise entre 50 et 75 MPa (à 28 jours) renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium (à 30,3 % de CaO). Le tableau 5.3 illustre la façon dont les cendres volantes peuvent contribuer à l'accroissement de résistance des bétons à résistance élevée ainsi que la variété de compositions de mélange pouvant être utilisées pour obtenir des bétons essentiellement semblables. Le tableau 5.3 renseigne sur les propriétés présentées par les bétons préparés en utilisant des quantités différentes de matériaux liants à un rapport cendres volantes-ciment constant (0,25). L'augmentation du dosage en ciment a pu être associée à une diminution de la teneur en sable et du rapport eau-matériaux liants. La résistance à 28 jours a pu être limitée à une valeur se situant entre 55 et 70 Mpa.

Tableau 5.1 — Dosage de mélanges et propriétés de bétons à résistance élevée*

Matériaux et propriétés	Quantité, en m^3	
	Water Tower Place	River Plaza
Ciment (en kg)	383,7	385,6
Granulats fins (en kg)	464,9	471,7
Pierre (en kg)	816,5	784,7
Eau (en kg)	136,1	149,7
Adjuvant réducteur d'eau (en mL)	751,1	1 271,5
Cendres volantes (en kg)	45,4	45,4
Affaissement (en mm)	114,3	114,3
Teneur en air (en %)		1,5
Poids unitaire (en kg/m^3)	2 433,4	2 383,8

*D'après le document de référence n°109.

Tableau 5.2 — Résistance à la compression de bétons à résistance élevée*

Âge, en jours	Résistance à la compression, en MPa					
	Water Tower Place			River Plaza		
	Cons. à l'air**	Cons. en atm. hum.	Carottes	Usine	Chantier	Carottes
7		52,68			50,40	46,54
28	63,09	64,81		71,29	64,88	55,85
56	0	72,95		77,50	72,40	73,71
90	64,95			80,19	78,67	72,12
180	63,50			91,15		
365	66,88					
730	61,78		79,71			

*D'après le document de référence n°109.
**Après 7 jours en atmosphère humide suivies d'une cure à 50 % d'humidité relative, à 21 °C.

Tableau 5.3 — Dosage de mélanges et propriétés de bétons à résistance élevée frais et durcis présentant un rapport eau-ciment constant*

	Teneur nominale en ciment, en kg/m³				
	390	446	502	279	335
Matériaux (en kg/m³)					
Ciment (C)	282	341	396	449	501
Cendres volantes (CV)	71	85	99	112	131
Pierre à chaux	1 144	1 147	1 141	1 130	1 121
Sable	735	643	578	513	454
Eau (E)	148	157	161	169	179
Adjuvant réducteur d'eau (en mL/m³)	696	851	967	1 083	1 238
Propriétés du béton frais					
Affaissement (en mm)	102	102	114	102	95
Poids unitaire (en kg/m³)	2 379	2 373	2 376	2 373	2 374
Eau/(C + F)	0,42	0,37	0,33	0,30	0,28
F/C	0,25	0,25	0,25	0,25	0,26
Résistance à la compression (en MPa)					
À 7 jours	44,3	48,1	53,1	55,1	59,3
À 28 jours 54,6	62,7	67,4	72,7	70,2	
À 56 jours	61,0	68,0	75,7	75,9	78,0
À 90 jours 63,3	68,9	75,0	75,7	75,0	
À 180 jours	67,8	76,9	83,6	86,6	85,3

*D'après le document de référence n°112.

Béton compacté au rouleau

Dans les années soixante-dix une méthode a été proposée pour la construction des barrages appelée *compactage au rouleau* (113-116). Cette méthode, qui à plus d'un égard est liée davantage aux techniques utilisées en génie géotechnique qu'aux pratiques de bétonnage, suppose la mise en place de couches de béton de faible maniabilité à l'intérieur d'un barrage et son compactage au moyen de rouleaux vibrateurs.

L'American Concrete Institute (117) décrit le béton compacté au rouleau (BCR) comme un béton sec ayant été consolidé par vibrations externes à l'aide de rouleaux vibrateurs. Il se distingue du béton traditionnel de par ses exigences de consistance; en effet, pour qu'il puisse être efficacement consolidé, le BCR doit être suffisamment sec pour pouvoir supporter le poids du matériel de mise en oeuvre, mais assez fluide pour permettre la distribution de la pâte dans l'ensemble de la masse au cours du malaxage et du compactage.

Le béton compacté au rouleau doit satisfaire à quatre exigences :

— il doit présenter une densité élevée et contenir un minimum de vide d'air;

— les couches de béton doivent adhérer les unes aux autres (116);

— la chaleur dégagée dans le barrage doit être réduite au minimum;

— le béton durci doit pouvoir supporter d'importantes déformations par traction de façon à résister à la fissuration thermique.

Trois types de matériaux ont été étudiés et utilisés dans la préparation du BCR :

— des matériaux semblables à ceux du sol, stabilisés par du ciment;

— du béton maigre ayant une teneur en matériaux liants se situant entre 100 et 150 kg/m^3, dont 30 % peut être constitué par des cendres volantes;

— du béton gras ayant une teneur en matériaux liants comprise entre 180 et 270 kg/m^3, dont une proportion de 60 à 80 % peut être constituée par des cendres volantes.

Les bétons compactés au rouleau peuvent être préparés avec n'importe lequel des types courants de ciment portland combiné avec des pouzzolanes. La principale différence existant entre les BCR et les bétons plus traditionnels pour ce qui est du dosage de leurs composants liants réside dans la nécessité d'incorporer aux BCR une importante quantité de cendres volantes.

Les cendres volantes dans le BCR ont pour fonction première d'occuper l'espace existant entre les plus grosses particules; leur incorporation fournit un important volume de matières fines qui autrement devrait être constitué par des quantités supplémentaires de ciment.

Le béton compacté au rouleau doit normalement renfermer une teneur élevée en pâte. Dunstan (118) a démontré que lorsque le rapport pâte-mortier tombe à une valeur inférieure à la plage comprise entre 0,35 et 0,38, la densité de la masse compactée diminue considérablement. En dessous de cette teneur en pâte, les vides entre les granulats fins ne sont pas tous comblés. Pour obtenir une densité maximale, il faut donc augmenter la teneur en pâte; toutefois, l'atteinte de cet objectif par l'addition de ciment portland entraîne deux graves inconvénients :

— l'importance du dégagement de chaleur s'accroît et la possibilité d'une fissuration thermique augmente;

— le coût représenté par la quantité de béton utilisée peut devenir prohibitive.

La méthode à privilégier pour obtenir du BCR de densité maximale est d'utiliser un important volume de cendres volantes pour augmenter la teneur en pâte.

L'effet pouzzolanique revêt un caractère secondaire du fait que la résistance du BCR peut s'accroître sur une longue période après sa mise en oeuvre. Comme l'indique le rapport du comité de l'A.C.I. (117) :

> Lorsqu'un BCR présente un manque de fini, il n'est pas nécessaire que les pouzzolanes utilisées soient hautement réactives pour être efficaces. Par conséquent, de nombreux types de cendres volantes dont la réactivité en raison de la finesse insuffisante de leurs particules ne répond pas... aux normes de l'ASTM, conviendraient à la plupart des applications du béton compacté au rouleau.

Le dosage de mélanges types de BCR et les données correspondantes quant à leur résistance, rapportées par le comité 207 de l'A.C.I., figurent aux tableaux 5.4 et 5.5.

Comme dans les bétons de masse plus traditionnels, les cendres volantes contribuent à réduire l'importance du dégagement de chaleur et, en conséquence, l'importance de l'élévation de température.

La perméabilité du béton compacté au rouleau utilisé dans la construction du barrage Upper Stillwater s'est révélée égale ou inférieure à celle du béton de masse traditionnel (119).

Des adjuvants entraîneurs d'air et réducteurs d'eau sont tous deux incorporés dans des proportions normales au béton compacté au rouleau.

Le comité 207 de l'A.C.I. (117) déclare que ces adjuvants permettent une réduction efficace du temps de vibration nécessaire à une consolidation totale. Cependant, l'efficacité des agents entraîneurs d'air dans le béton compacté au rouleau et leur proportion appropriée n'ont pas encore été déterminées.

L'emploi du béton compacté au rouleau ne se limite pas aux structures de masse telles que les barrages. Il a été utilisé pour remplacer l'enrochement destiné à la limitation de l'érosion d'un ouvrage de protection contre les crues en Alaska, comme matériau de protection pour la roche de fondation, dans la construction d'un radier d'écluse, ainsi que dans d'autres ouvrages (120).

Tableau 5.4 — Dosage de mélanges de quelques bétons compactés au rouleau*

		Proportions de mélange				
		Poids, en kg/m^3				
Source	Taille maximale des granulats, en cm	Ciment	Pouzzolane	Eau	Granulats fins	Granulats grossiers
1	7,6	56	77	77	60	1 649
2	11,4	139	0	80	618	1 774
3	7,6	139	0	86	683	1 691
4	7,6	139	0	83	676	1 602
5	7,6	42	78	83	676	1 602
6	3,8	75	164	89	745	1 426
7	3,8	45	178	84	727	1 438
8	3,8	116	139	103	657	1 438

*D'après le document de référence n°117.

Comme Joshi (121) l'a souligné, les bétons compactés au rouleau sont étroitement liés à la famille des *matériaux stabilisés* d'ordinaire utilisés pour les revêtements routiers et pour d'autres applications. L'emploi de béton compacté au rouleau et de béton maigre contenant des quantités élevées de cendres volantes pour la construction des revêtements routiers a fait l'objet d'études approfondies en Grande-Bretagne. Sherwood et Potter (122) ont fait état des études qu'ils ont menées sur l'utilisation du *béton maigre additionné de cendres* pour les couches de base des routes. Selon eux, la performance du béton maigre additionné de cendres devrait être égale à celle du béton maigre traditionnel à condition que la formation, dans ce type de béton, de fissures par la chaleur et par retrait soit comparable et que le matériau puisse, aux premiers âges, supporter les contraintes répétées provoquées par la circulation.

Tableau 5.5 — Propriétés de quelques bétons compactés au rouleau*

Source	Âge, en jours	Résistance à la compression, en MPa	Résistance au cisaillement, en MPa	
			Masse	Joint
1	138	23	4	2
2	72	26	5	1
3	66	23	6	
4	120	23	6	3
5	120	16	4	1
6	90	26		3
7	90	18	2	2
8	90	41		

*D'après le document de référence n°117.
NOTA: Voir le tableau 5.4 pour le dosage des mélanges.

6. BÉTON AUX CENDRES VOLANTES RENFERMANT DES ADJUVANTS CHIMIQUES ET DES SOUS-PRODUITS MINÉRAUX

Ces dernières années, l'utilisation d'adjuvants chimiques et de sous-produits minéraux, tels que les laitiers et les FSC, s'est relativement généralisée. Lorsque des cendres volantes sont incorporées au béton, il est nécessaire de prendre en considération leur effet sur l'efficacité d'autres *adjuvants*. La présente section a pour but d'examiner l'interaction des cendres volantes avec d'autres matériaux employés pour modifier les propriétés du béton.

Adjuvants chimiques

En technologie du béton, l'expression *adjuvants chimiques* sert à désigner des substances solubles, à l'exclusion des agents entraîneurs d'air, utilisées comme constituants d'un mélange de béton pour modifier ses propriétés. La plupart des adjuvants chimiques réagissent avec le ciment. Ils peuvent être classés en quatre groupes :

— Les ***retardateurs*** comprennent de nombreux composés organiques et inorganiques dérivés souvent de sous-produits industriels associés aux lignosulfonates.

— Les ***accélérateurs*** sont le plus souvent des sels de calcium inorganiques ou des métaux alcalins; l'accélérateur le plus couramment utilisé est le chlorure de calcium.

— Les ***réducteurs d'eau*** regroupent une très vaste gamme d'agents de surface capables ou non de retarder la prise, ayant comme base des lignosulfonates ou des acides hydroxycarboxyliques. Leur fonction principale est de disperser et de défloculer les particules de ciment.

— Les ***superplastifiants**** regroupent quatre catégories :

  — les condensats sulfonatés de mélamine-formaldéhyde;

  — les condensats sulfonatés de naphtalène-formaldéhyde;

  — les lignosulfonates modifiés;

  — autres surfactants.

En général, l'intérêt porté aux interactions possibles entre les cendres volantes et les adjuvants provient des multiples expériences ayant permis de constater une interférence dans le béton entre les cendres volantes et d'autres particules fines d'une part et l'efficacité de l'agent entraîneur d'air d'autre part (voir section 3). Compte tenu de l'opinion généralement acceptée selon laquelle les agents entraîneurs d'air sont adsorbés par des particules fines autres que celles du ciment, il y a des raisons de croire que des problèmes semblables puissent se poser avec d'autres adjuvants dont l'effet dépend de l'activité de surface.

Certaines recherches ont été consacrées spécifiquement à ce problème dans le cas des superplastifiants (123, 124). Uchikawa et ses collaborateurs (123) ont rapporté que, pour trois types de superplastifiants étudiés, l'adsorption par les cendres volantes avait été moins importante que l'adsorption par le ciment dans les suspensions aqueuses. On a attribué ce phénomène aux différences existant dans les propriétés de surface. Les cendres volantes utilisées étaient du type à faible teneur en calcium et, en conséquence, on ne devrait pas considérer ces résultats comme pouvant être appliqués de façon générale à tous les types de cendres volantes.

Nagataki et ses collaborateurs (124) se sont penchés sur l'adsorption d'un superplastifiant à la naphtalène par des cendres volantes de plusieurs types, de teneurs différentes en carbone. Les auteurs ont pu constater que l'adsorption du superplastifiant semblait diminuer en présence de carbone, ce qui vient directement contredire les résultats d'études semblables sur le comportement des agents entraîneurs d'air (voir section 3).

---

*Également appelés réducteurs d'eau de grande efficacité.

Uchikawa et ses collaborateurs (125) ont formulé des observations contradictoires en ce qui a trait à deux catégories de superplastifiants aux surfactants anioniques et pour cinq types de cendres volantes à faible teneur en calcium qui ont été comparés directement à des agents entraîneurs d'air. Les résultats de cette étude indiquent un certain lien d'interdépendance entre la teneur en carbone d'un type de cendres volantes et sa capacité à adsorber des superplastifiants.

Si l'on se fonde sur la nature contradictoire des résultats obtenus, il serait de toute évidence nécessaire que de plus amples recherches soient effectuées sur l'interaction des surfactants avec les cendres volantes et sur les effets résultant de cette interaction sur l'efficacité des adjuvants chimiques dans le béton aux cendres volantes.

Accélérateurs

Mailvaganam, Bhagrath et Shaw (41) ont étudié les effets d'accélérateurs contenant ou non du chlorure et d'un adjuvant superplastifiant sur les bétons aux cendres volantes conservés à deux températures différentes. Les résultats de leurs recherches, illustrés au tableau 6.1, indiquent que les deux types d'accélérateurs (ceux contenant du chlorure et ceux n'en contenant pas) sont efficaces en présence de cendres volantes. Leur usage ne permet pas, cependant, de contrebalancer la faible vitesse d'accroissement de la résistance initiale qui résulte d'une substitution simple du ciment par une égale quantité de cendres volantes.

Tableau 6.1 — Propriétés de bétons aux cendres volantes renfermant des adjuvants chimiques*

		Résistance à la compression, en MPa				Retrait, % × 10^{-3}	
Mélange	Adjuvant**	à 3 jours	à 7 jours	à 28 jours	à 90 jours	à 28 jours	à 56 jours
1	—	23,3	28,5	35,4	41,1	86	100
2	—	13,1	16,8	24,6	36,1	92	103
3	CL	29,7	35,3	40,5	46,9	89	106
4	CL	16,6	20,9	30,9	40,1	94	106
5	MFS	32,6	36,9	43,0	47,2	102	112
6	MFS	18,0	21,6	30,2	41,4	99	120
7	NCL	26,3	31,0	37,5	42,7	82	98
8	NCL	14,6	18,5	26,7	38,3	87	95

*D'après le document de référence n°41.
**CL = Accélérateur au chlorure (1,5% de solides actifs).
MFS = Superplastifiant (0,6 % de solides actifs).
NCL = Accélérateur sans chlorure (0,68 % de solides actifs).
Tous sont présents dans une proportion de 3 % en poids des matériaux liants.

Adjuvants réducteurs d'eau

En 1962, le U.S. Corps of Engineers (126) divulguait les résultats de recherches où des cendres volantes et des adjuvants réducteurs d'eau furent été combinés pour fabriquer des structures en béton particulières. Les mesures de résistance à la compression et à la flexion obtenues et les estimations de coûts effectuées permirent de conclure que de telles structures pouvaient être construites de façon plus économique si l'on employait un béton contenant ces matériaux plutôt qu'un béton ne renfermant que du ciment portland sans adjuvants.

En 1971, Lovewell et Hyland (127) ont tiré les conclusions suivantes de leurs recherches et de la lecture de publications pertinentes :

> ... il est possible de combiner des pouzzolanes (y compris les cendres volantes) avec des agents réducteurs d'eau ou avec des agents retardateurs et réducteurs d'eau (avec ou sans entraînement d'air) dans la fabrication du béton sans que cela n'engendre d'anomalies. Il faut s'assurer que tous ces constituants satisfont aux normes appropriées, et des mélanges d'essai doivent être préparés pour s'assurer qu'ils sont conformes aux paramètres de qualité spécifiés.

En 1975, Samarin et Ryan (128) ont fait état des résultats d'études menées sur des bétons aux cendres volantes dosés au moyen de la méthode du remplacement et de l'addition et renfermant des adjuvants réducteurs d'eau. Deux séries de mélanges de béton ont été soumises aux essais : la série A, regroupant des bétons ordinaire, aux cendres volantes, aux adjuvants, et aux cendres volantes avec adjuvants, de consistance et de résistance à la compression semblables, que l'on a comparés entre eux; la série B, regroupant des bétons ordinaires et des bétons aux cendres volantes avec adjuvants de trois valeurs de résistance différentes, comparés entre eux. Les résultats obtenus au cours de cette recherche sont présentés de façon comparative aux tableaux 6.2 et 6.3.

Tableau 6.2 — Résistance à la compression de bétons comportant des réducteurs d'eau*

Type de mélange	Résistance à la compression, en MPa			
	à 3 jours	à 7 jours	à 28 jours	à 90 jours
Série A				
Ordinaire	25,4	30,1	40,6	41,6
Aux cendres volantes	23,8	31,1	44,6	49,8
Aux adjuvants	22,8	31,5	41,3	44,6
Aux cendres volantes avec adjuvants	20,5	28,5	39,8	49,5
Série B				
Ordinaire	31,3	34,2	47,5	54,7
Aux cendres volantes avec adjuvants	28,7	35,4	47,5	56,4
Ordinaire	26,0	30,5	41,5	46,5
Aux cendres volantes avec adjuvants	21,3	29,0	39,7	52,0
Ordinaire	13,7	18,9	27,5	31,6
Aux cendres volantes avec adjuvants	13,3	19,0	30,4	42,7

*D'après le document de référence n°128.

Bétons contenant des superplastifiants

Au cours des dernières années, l'utilisation des adjuvants superplastifiants a connu une hausse, et c'est pour l'une des trois raisons suivantes qu'on les incorpore aux mélanges de béton :

— pour accroître la fluidité du béton frais dosé suivant un rapport eau-ciment normal, pour ainsi produire ce que l'on a appelé du béton fluide;

— pour permettre une réduction de la teneur en ciment du béton tout en maintenant le même rapport eau-ciment;

— pour diminuer considérablement la quantité d'eau utilisée tout en maintenant la même teneur en ciment et la même valeur d'affaissement, de façon à obtenir un rapport eau-ciment très bas.

Pour doser correctement le béton fluide (béton présentant un affaissement de plus de 180 mm), il est souhaitable d'utiliser une plus grande quantité de sable que celle employée dans le béton traditionnel. Toutefois, on a découvert que pour fournir au mélange les fines particules qu'il doit obligatoirement contenir pour présenter de bonnes caracté-

Tableau 6.3 — Propriétés de bétons renfermant du ciment, des cendres volantes et des adjuvants réducteurs d'eau*

Série	Type de mélange**	Teneur en liants, en % du poids		Quantité d'eau requise, en kg/m³	Affaissement, en mm	Air, en %	Capacité de ressuage, en kg/m²	Temps de prise		Résistance à 28 jours		Module d'élasticité, 10^4 × MPa
		Ciment portland	Totale					Début de prise	Fin de prise	À la compression, en MPa	À la traction, en MPa	
A	O	15,2	15,2	188	80	3,1	2,5	4 h 45	6 h 45	40,6	3,95	3,65
	CV	14,1	16,7	182	90	2,3	2,2	4 h 40	6 h 15	44,6	4,38	3,61
	A	13,7	13,7	165	80	5,7	2,1	6 h 20	8 h 30	41,3	4,00	3,52
	CV + A	13,1	15,7	170	80	5,2	2,0	6 h 30	9 h 05	39,8	4,10	3,41
B	O	19,1	19,1	196	80	2,4	0,9	4 h 10	5 h 35	47,5	4,49	3,68
	O	15,2	15,2	185	85	2,8	2,4	4 h 40	6 h 15	41,5	4,52	3,50
	O	12,2	12,2	193	80	3,8	4,9	5 h 30	7 h 30	27,5	3,56	2,98
	CV + A	17,0	19,1	173	80	5,2	1,4	6 h 10	7 h 55	47,5	4,70	3,55
	CV + A	13,1	15,7	169	80	5,3	2,5	6 h 30	8 h 25	39,7	3,78	3,30
	CV + A	9,8	13,1	167	80	5,8	4,3	6 h 55	8 h 50	30,4	3,37	3,18

*D'après le document de référence n°128.
**O = béton ordinaire
CV = béton aux cendres volantes
A = béton avec adjuvants

ristiques de cohésion, il était préférable d'utiliser des cendres volantes au lieu d'une quantité excessive de sable (129). Il y a lieu de croire que les cendres volantes seront de plus en plus utilisées à l'avenir pour cette application.

Lane et Best (130) ont tiré les conclusions suivantes d'une étude approfondie effectuée en laboratoire sur l'utilisation combinée des cendres volantes et des superplastifiants :

— ...les superplastifiants se combinent bien avec les cendres volantes dans le béton et ne produisent aucun effet nuisible. On a cependant constaté que les avantages apportés par ces adjuvants dans le béton ordinaire n'ont pas été aussi manifestes dans les mélanges aux cendres volantes, particulièrement pour ce qui est des gains réalisés en matière de résistance à la compression et en ce qui a trait à la durée de plasticité accrue. La réduction d'eau accomplie par les superplastifiants pour un même affaissement n'a pas excédé une valeur de 15 %, ce qui ne constitue qu'une légère amélioration par rapport à la valeur obtenue grâce à un agent réducteur d'eau ordinaire. Cette faible réduction d'eau peut être attribuée au fait que la quantité d'eau nécessaire pour la préparation du béton aux cendres volantes est moins considérable que celle nécessaire dans le cas du béton ordinaire pour obtenir des consistances égales. Ainsi, étant donné que la quantité d'eau en excès disponible au début est moins grande, l'addition de réducteurs d'eau se révèle moins efficace.

— ...les superplastifiants permettent une augmentation temporaire de la consistance de façon tout aussi efficace dans le béton aux cendres volantes que dans le béton ordinaire. La phase hautement plastique diminue après 15 minutes et se termine après environ 30 minutes dans le cas du béton aux cendres volantes.

Ericksen et Nepper-Christensen (131) ont étudié les effets de réduction d'eau d'un superplastifiant sodium-naphtalène-sulfonate dans les bétons contenant deux types de cendres volantes à faible teneur en calcium. Ils ont enregistré une réduction d'eau plus élevée que celle notée par Lane et Best (130), qu'ils ont attribuée à la teneur en ciment et à la proportion d'adjuvant plus importantes dans le béton ayant été utilisé pour leur étude.

Brooks et ses collaborateurs (132) ont comparé quatre mélanges de béton en regard de leur comportement :

— du béton ordinaire;

— du béton ordinaire avec superplastifiant;

du béton aux cendres volantes; et

— du béton aux cendres volantes avec superplastifiant.

Le tableau 6.4 indique les proportions de mélange utilisées pour cette étude, qui ont été choisies de façon à obtenir une résistance minimale à 28 jours de 30 MPa à une valeur d'affaissement comprise entre 40 et 60 mm. Les effets de la réduction d'eau (tableau 6.5) sont clairement observables dans l'évolution de la résistance à la compression pour les deux types de béton, soit ordinaire et aux cendres volantes.

Swamy et ses collaborateurs (133) ont recueilli les données figurant au tableau 6.6 en ce qui concerne le béton fluide (d'affaissement compris entre 260 et 280 mm) contenant des cendres volantes et dosé pour permettre une résistance à la compression à un jour qui soit comparable à celle du béton ordinaire. Ces données indiquent clairement les effets positifs marqués de la cure en atmosphère humide comparée à la cure à l'air sur la résistance à la compression.

Tableau 6.4 — Composition de mélanges de bétons contenant des superplastifiants*

	Numéro du mélange**			
Matériaux	1	2	3	4
Ciment (en kg/m^3)	314	314	219	219
Cendres volantes (en kg/m^3)			117,5	117,5
Rapport granulats/ciment	5,98	5,98		
Rapport granulats/(ciment + cendres volantes)			5,58	5,58
Pourcentage d'éléments fins	33,3	33,3	31,1	31,1
Rapport eau/ciment	0,57	0,48		
Rapport eau/(ciment + cendres volantes)			0,46	0,35
Adjuvant en % du poids du ciment		1,60		
Adjuvant en % du poids total du ciment et des cendres volantes				1,60

*D'après le document de référence n°132.
**Mélange n°1 = béton ordinaire.
Mélange n°2 = béton ordinaire avec adjuvant.
Mélange n°3 = béton aux cendres volantes.
Mélange n°4 = béton aux cendres volantes avec adjuvant.

Tableau 6.5 — Propriétés de bétons contenant des superplastifiants*

Propriété	Unités	Numéro du mélange 1	2	3	4
Résistance à la compression	MPa				
À 1 jour		13,0	19,0	11,0	18,5
À 7 jours		37,5	50,5	31,0	39,5
À 28 jours		48,5	61,0	44,5	53,0
Résistance à la traction indirecte	MPa				
À 1 jour		1,15	1,75	0,85	1,15
À 7 jours		2,90	2,70	2,35	2,20
À 28 jours		3,35	3,65	3,05	2,75
Module statique d'élasticité	GPa	34,0	34,0	31,5	37,0
Module sécant d'élasticité	GPa	31,0	37,5	31,0	35,0
Variations volumiques (entreposage dans l'eau)	$\times 10^{-6}$				
Fluage		199	221	283	107
Gonflement		25	37	123	39
Variations volumiques (entreposage à l'air)	$\times$ 10-6				
Fluage		424	419	305	227
Retrait		400	485	506	584

*D'après le document de référence n°132.

Mukherjee, Loughborough et Malhotra (134) se sont penchés sur la question de l'utilisation des superplastifiants dans le but de permettre l'incorporation d'une plus grande proportion de cendres volantes au béton à résistance élevée. Trois types de superplastifiants ont été étudiés :

— le superplastifiant M, un condensat sulfonaté de mélamine-formaldéhyde;

— le superplastifiant N, un condensat sulfonaté de naphtalène-formaldéhyde;

— le superplastifiant L, un condensat de naphtalène-formaldéhyde modifié.

On a déterminé le temps de prise, l'affaissement, la densité et la teneur en air du béton frais et l'on a mesuré la résistance, l'élasticité, le retrait et le fluage d'échantillons de béton durci. Les résultats enregistrés quant aux propriétés des bétons soumis à l'essai sont présentés aux

Tableau 6.6 — Propriétés du béton fluide*

Conditions de cure	Affaissement, en mm	Âge, en jours	Résistance à la compression,** en MPa	Résistance à la flexion, en MPa
À l'air	265	1	12,0	1,8
		3	26,4	2,7
		8	36,1	3,3
		28	45,2	3,5
		43	50,8	4,1
3 jours dans l'eau puis à l'air	280	1	10,4	1,7
		3	24,6	3,0
		8	34,4	3,4
		28	48,0	4,3
		43	55,0	4,4

*D'après le document de référence n°133.
**Proportions de mélange, en kg/m^3.

Ciment	287
Cendres volantes	123
Sable	758
Gravier	881
Eau	191

Superplastifiant ajouté dans une proportion de 2,5 % du poids total du ciment et des cendres volantes.

tableau 6.7 et 6.8. On s'est servi comme point de référence dans cette expérience d'un béton témoin aux cendres volantes dosé pour contenir 37 % de cendres et pour qu'il présente à 28 jours une résistance à la compression de 40 MPa.

On a pu tirer les conclusions ci-dessous de cette étude.

— Un béton à résistance élevée satisfaisant peut être obtenu en employant de fortes quantités de cendres volantes (à faible teneur en calcium) et divers superplastifiants.

— Les propriétés mécaniques du béton aux cendres volantes contenant un superplastifiant et un agent réducteur d'eau se sont révélées supérieures à celles du béton témoin.

— Les exigences de maniabilité peuvent empêcher l'emploi de ce béton dans le cas des travaux de coulage sur place, en raison de sa texture *collante* à des valeurs d'affaissement se situant entre 65 et 75 mm.

— Les superplastifiants N et L ont tous deux fait augmenter sensiblement le temps de prise. Il n'est pas pos-

Tableau 6.7 — Proportions de mélange et propriétés du béton frais (à résistance élevée) contenant des superplastifiants*

Mélange	Gâchée	Proportions de mélange, en kg/m³							Propriétés du béton frais		
		Ciment	Cendres volantes	Granulats fins	Granulats grossiers	Eau	E/(C + CV)	P**	Affaissement, en mm	Air***, en %	Début de prise
1	1	377	223	420	1 105	208	0,35		65	1,5	4 h 40
	2	378	224	420	1 107	208	0,35		70	1,5	4 h 40
	3	377	223	420	1 105	208	0,35		65	1,4	4 h 40
	4	377	223	419	1 103	209	0,35		65	1,4	4 h 40
2	1	389	230	433	1 139	171	0,28	M 1,97	75	1,5	4 h 25
	2	388	230	432	1 137	171	0,28	1,97	70	1,7	4 h 25
	3	390	231	434	1 141	172	0,28	1,97	65	1,6	4 h 25
	4	389	230	433	1 139	171	0,28	1,97	65	1,6	4 h 25
3	1	390	231	434	1 141	172	0,28	N 0,86	70	2,0	5 h 15
	2	391	231	435	1 145	172	0,28	0,86	70	1,8	5 h 15
	3	389	230	433	1 139	171	0,28	0,86	70	1,9	5 h 15
	4	390	231	434	1 143	172	0,28	0,86	70	1,9	5 h 15
4	1	390	231	434	1 143	172	0,28	L 2,70	75	1,6	7 h 40
	2	391	231	435	1 145	172	0,28	2,70	75	1,4	7 h 40
	3	390	231	434	1 143	172	0,28	2,70	75	1,5	7 h 40
	4	389	230	433	1 139	171	0,28	2,70	75	1,6	7 h 40

*D'après le document de référence n°134.
**P = Superplastifiant en % du poids total du ciment et des cendres volantes.
***Air occlus seulement.

Tableau 6.8 — Propriétés du béton durci (à résistance élevée) contenant des superplastifiants*

Mélange	Gâchée	Résistance à la compression des bétons, en MPa						Résistance à la flexion	Module d'élasticité	Retrait après 448 jours d'entreposage à sec	
		à 7 jours	à 28 jours	à 56 jours	à 91 jours	à 183 jours	à 365 jours	28 jours, en MPa	à 28 jours, en MPa x 10^4	Retrait, en %	Perte d'humidité, en %
1	1		41,0		51,8			6,3	3,17	– 0,0441	1,83
	2	28,8	37,9	51,9	51,5				3,43		
	3	25,0		41,4				6,8		– 0,0453	1,84
	4					53,4	57,3				
2	1		53,3		65,2			8,3	3,48	– 0,0413	1,19
	2	36,1	53,5	61,8	65,6				3,46		
	3	36,1		57,7				8,0		– 0,0399	1,13
	4					70,0	69,8				
3	1		52,5		66,9			8,0	3,48	– 0,0467	1,07
	2	36,8	53,8	61,7	67,1				3,46		
	3	36,8		63,2				7,4		– 0,0427	
	4					66,3	74,7				1,08
4	1		51,0		62,7			7,8	3,45		1,19
	2	35,4	51,0	59,5	62,5				3,45	– 0,0455	
	3	34,1		59,0				8,1			1,26
	4					63,4	62,5			– 0,0454	

*D'après le document de référence n°134.

sible d'après les résultats obtenus de déterminer si les cendres volantes ont également influé sur le temps de prise. Cependant, les données recueillies par Nailvaganam et ses collaborateurs ont permis de constater que le temps de prise obtenu lorsqu'un superplastifiant sulfonaté de mélamine-formaldéhyde est incorporé à un mélange de béton contenant des cendres volantes était de 25 % supérieur à celui obtenu lorsque ce même adjuvant était ajouté à un mélange de béton ordinaire.

Malhotra (135) a effectué une étude portant sur l'utilisation d'un superplastifiant condensé sulfonaté de naphtalène-formaldéhyde dans un béton semi-léger renfermant des cendres volantes. La résistance élevée à un jour dans les mélanges de béton aux cendres volantes a été attribuée aux effets combinés des cendres volantes et du superplastifiant qui rendent possible une réduction d'eau exceptionnellement élevée tout en permettant de conserver au béton une maniabilité acceptable.

Tableau 6.9 — Propriétés du béton semi-léger renfermant des cendres volantes et un superplastifiant*

Composition du mélange					Résistance, en MPa	
Ciment	Cendres volantes, en kg/m^3	Eau	E/(C + CV)	Superplastifiant, en % du poids du ciment	à 1 jour	à 28 jours
422		137	0,33	0,49	27,1	43,5
431		124	0,29	0,90	34,1	47,0
445		110	0,25	1,50	35,0	49,6
393	60	113	0,25	1,20	36,0	47,6
420	30	112	0,25	1,40	38,2	48,5

*D'après le document de référence n°135.

Les bétons contenant des superplastifiants présentent un affaissement considérablement plus élevé; toutefois, cette augmentation est de courte durée. De 30 à 60 minutes après l'addition du superplastifiant, le béton reprend sa consistance initiale. Cette diminution de l'affaissement pose certaines difficultés dans l'emploi des superplastifiants.

Ryan et Munn (136) ont étudié les effets des cendres volantes sur la perte d'affaissement. Leurs recherches ont porté sur des mélanges de béton dans lesquels tout le ciment ou une partie du ciment avait été remplacé par le même volume de cendres volantes. Les résultats obtenus indiquent que l'importance de la perte d'affaissement ne variait pas tellement lorsque le liant était un mélange de ciment et de cendres volantes, quelles qu'en soient leurs proportions relatives. Cependant, lorsque le béton ne contenait pas de ciment portland, l'addition d'un

superplastifiant entraînait également une perte d'affaissement, beaucoup moins considérable cette fois. L'étude a permis de conclure que les superplastifiants étudiés réagissaient chimiquement avec la chaux libérée au cours de l'hydratation du ciment portland, de telle sorte qu'il en résultait une diminution de la plasticité du mélange.

En général, quoiqu'il reste encore de nombreuses questions à éclaircir, il apparaît évident que l'utilisation d'une combinaison de cendres volantes et de superplastifiants ou de réducteurs d'eau permet une plus grande souplesse dans le dosage des composants du béton en regard des exigences de fluidité, de résistance ou d'économie à atteindre. Les bétons obtenus par cette méthode devraient se révéler particulièrement précieux dans les travaux où la résistance du béton aux attaques de nature chimique ou environnementale est un facteur d'importance.

Il est urgent que de plus amples recherches soient effectuées afin d'établir la nature des interactions entre les cendres volantes et les surfactants de même que les effets pratiques de ces interactions sur le béton.

Sous-produits minéraux

En plus des cendres volantes, d'autres sous-produits minéraux sont utilisés comme matériaux liants supplémentaires. Certains d'entre eux, plus précisément les laitiers de haut-fourneau broyés, sont employés depuis de nombreuses années dans la préparation du béton commercial. D'autres, en particulier les FSC, n'ont été introduits que récemment et, en général, leur application n'en est encore qu'à l'étape de la mise au point.

Les laitiers permettent un accroissement de la résistance en présence de ciment portland plus rapidement que ne le font la plupart des cendres volantes. En outre, il est possible de les utiliser pour remplacer une plus grande quantité de ciment portland (jusqu'à 75 à 80 %) et d'obtenir un béton dense et durable. Les FSC sont des substances pouzzolaniques très réactives qui, utilisées dans de faibles proportions, confèrent au béton une résistance élevée. À la différence des cendres volantes, elles ont pour principal inconvénient d'entraîner une réduction très marquée de la maniabilité du béton, et font par conséquent augmenter la quantité d'eau nécessaire à sa fabrication.

Il n'est pas surprenant que les laitiers et les FSC aient fait l'objet de recherches en vue de leur incorporation au béton aux cendres volantes comme moyen de contrebalancer les deux principales faiblesses de ce type de béton, c'est-à-dire :

- la quantité relativement faible de ciment qu'il est possible de remplacer par des cendres volantes dans la fabrication du béton armé;
- la vitesse d'accroissement de la résistance relativement faible du béton aux cendres volantes.

L'utilisation d'une combinaison de laitiers et de cendres volantes ne constitue pas une pratique récente. Des ciments ternaires à base de ciment portland, de laitier granulé et de cendres volantes font l'objet de recherches (73,137-145) dans plusieurs pays du monde et sont utilisés commercialement en France (137) et en Australie (146).

Les combinaisons de FSC et de cendres volantes dans les bétons revêtent un plus grand intérêt encore du fait qu'elles permettent, par le remplacement d'une quantité relativement importante de ciment par des cendres volantes (30 %) et par l'addition d'une faible quantité de FSC, un accroissement considérablement rapide de la résistance initiale (147, 148).

Carette et Malhotra (147) ont fait état des résultats d'une étude approfondie ayant porté sur des bétons contenant des ciments fabriqués avec 70 % de ciment portland et 30 % de cendres volantes à faible teneur en calcium, auxquels ont été ajoutées des FSC dans une proportion comprise entre 5 et 20 %. Un superplastifiant a été également incorporé afin de contrebalancer la perte d'affaissement résultant de l'emploi des FSC, ce qui a permis de maintenir constante la teneur en eau.

La figure 6.1 présente les valeurs d'accroissement de la résistance types enregistrées pour les bétons décrits ci-dessus. Les principales conclusions ayant pu être tirées de ces travaux sont les suivantes :

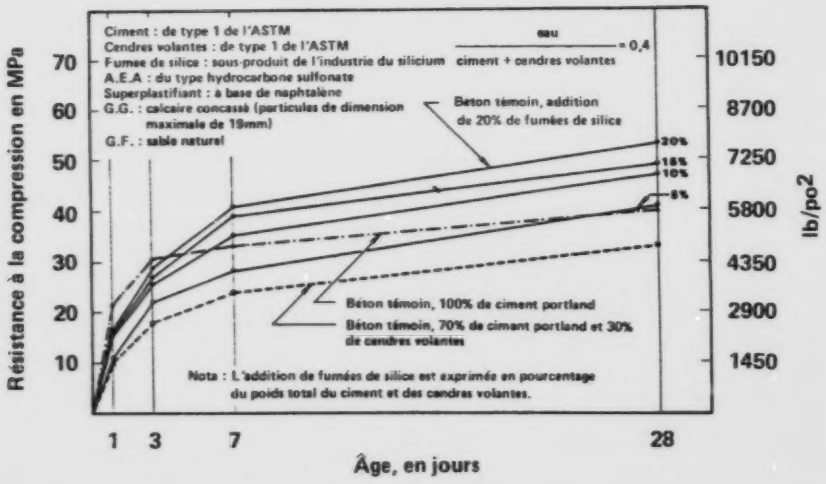


Figure 6.1 — Relation entre la résistance à la compression et l'âge pour des bétons aux cendres volantes de rapport E/(C + CV) de 0,4, contenant des quantités diverses de FSC (147)

— la quantité de superplastifiant requise pour maintenir l'affaissement constant a augmenté proportionnellement à la quantité de FSC présente;

— à une concentration en fumées de silice de 20 %, la diminution de l'affaissement a été rapide et le béton frais avait tendance à être *collant*;

— en général, sans tenir compte du rapport ciment-liants, la résistance à 1 et 3 jours a été plus élevée dans le cas des bétons renfermant des FSC que dans celui du béton témoin (à 70 % de ciment portland et 30 % de cendres volantes), mais moins importante que celle du béton ordinaire équivalent;

— l'effet pouzzolanique des FSC s'est surtout fait sentir entre 3 et 7 jours; l'activité pouzzolanique des cendres volantes est devenue manifeste après 28 jours.

Le fait qu'il importe le plus de souligner concernant l'utilisation d'une combinaison de cendres volantes et de FSC dans les types de bétons étudiés est, qu'après sept jours, la perte de résistance à la compression du béton due à l'incorporation de 30 % de cendres volantes peut se voir totalement compensée par l'addition d'aussi peu que 10 % de FSC.

Compte tenu de l'intérêt manifesté actuellement envers les bétons à résistance élevée et de celui manifesté particulièrement par l'industrie du béton préfabriqué à l'endroit de la mise au point d'un béton dont l'accroissement de la résistance initiale soit rapide, il est à prévoir qu'on disposera de beaucoup plus de renseignements, dans un proche avenir, sur la nature et la performance des bétons préparés à partir de cendres volantes, de FSC et de ciment portland. Il est certain que de plus amples recherches restent à faire dans ce domaine où des économies substantielles de ciment (et, en conséquence, d'énergie) peuvent être réalisées.

7. EFFETS DES CENDRES VOLANTES SUR LA DURABILITÉ DU BÉTON

Une rupture du béton se produisant après un nombre d'années inférieur à la durée de vie utile prévue peut être attribuable au milieu auquel il est exposé ou à diverses causes internes. Les causes externes peuvent être de nature physique ou chimique : altération par les agents atmosphériques, climat extrême, abrasion ou action chimique dans le ciment, le granulat ou les éléments d'armature. Quant aux causes internes, elles peuvent résider dans le choix des matériaux ou en une combinaison non appropriée de ces derniers; il peut notamment s'agir de la dilatation alcali-granulat ou d'autres formes de ruptures. Une perméabilité

excessive constitue la plus fréquente cause de diminution de la durabilité du béton. De fait, le béton perméable est vulnérable à l'attaque de presque tous les types d'agents agressifs. L'étanchéité relative du béton de ciment portland est donc essentielle à sa durabilité.

Le béton est de plus en plus utilisé comme matériau de construction dans les milieux présentant une agressivité réelle ou latente. Depuis toujours, des ouvrages de béton sont exposés à l'eau de mer. Les exigences relatives au béton en milieu marin se sont grandement accrues au cours des dernières années, ces ouvrages étant utilisés dans des eaux arctiques, tempérées ou tropicales pour la fabrication de plates-formes ou d'abris destinés au personnel ainsi qu'à l'équipement et aux produits des sociétés pétrolières et gazières engagées dans les travaux d'exploration et de production. Les enceintes de confinement en béton des centrales nucléaires doivent être en mesure de contenir des gaz et des vapeurs à des températures et des pressions élevées dans une situation d'urgence. En outre, le béton est de plus en plus souvent exposé à des eaux sulfatées et acides. Dans tous ces cas, l'utilisation de cendres volantes dans le béton se révèle utile, et il est essentiel de bien comprendre l'effet de ce constituant sur la durabilité du béton, de manière à en assurer une utilisation appropriée et économique.

Les prochains paragraphes fournissent une vue d'ensemble des connaissances actuelles relatives à la durabilité du béton aux cendres volantes. La compréhension de ce domaine vaste et complexe s'est révélée imparfaite jusqu'à présent. Le lecteur désireux de consulter des textes plus détaillés portant sur ce sujet est prié de se reporter aux ouvrages mentionnés en bibliographie, où il pourra trouver des exposés plus complets à cet égard.

Effets des cendres volantes sur la perméabilité du béton

Le déplacement de solutions agressives dans une masse de béton ou l'élimination de produits de réaction dissous dans le béton doit jouer un rôle primordial lorsqu'il s'agit de déterminer le taux de progression de la détérioration du béton causée par une attaque chimique. La perméabilité de la masse de béton est donc fondamentale pour la détermination des taux de transport de matériaux dans la masse soumise à une action chimique destructive. Il faut reconnaître que tous les hydrates liants et certains granulats entrant dans la composition du béton sont par nature susceptibles d'être attaqués non seulement par les sulfates, les chlorures, les acides et les agents organiques, mais aussi par l'eau elle-même. Le simple fait que le béton résiste en milieu aqueux est attribuable (a) à la solubilité à équilibre bas des constituants hydratés et (b) au transfert de masse plutôt lent dans du béton bien compacté et conservé. Quelle que soit la combinaison de ciment et de granulats, on observe d'ordinaire que la résistance du béton aux solutions agressives ou à l'eau pure est inversement proportionnelle à sa perméabilité.

On a effectué jusqu'à présent plusieurs études de l'effet des cendres volantes sur la perméabilité relative de tuyaux de béton renfermant des cendres volantes en remplacement du ciment dans des proportions de 30 et 50 %. Davis (149) a étudié la perméabilité de tuyaux de béton renfermant des cendres volantes en remplacement de 30 à 50 % du ciment. Les essais de perméabilité ont été effectués sur des cylindres de 150 × 50 mm à 28 jours et à 6 mois (149). Les résultats de ces essais sont présentés au tableau 7.1.

Tableau 7.1 — Perméabilité relative de bétons renfermant ou non des cendres volantes*

Cendres volantes		eau/(C + CV)	Perméabilité relative	
Type	% en poids	en poids	28 jours	6 mois
Aucunes	—	0,75	100	26
Chicago	30	0,70	220	5
	60	0,65	1 410	2
Cleveland	30	0,70	320	5
	60	0,69	1 880	7

*D'après le document de référence n°149.

Ces données indiquent clairement que la perméabilité du béton était en tout temps directement liée à la quantité de matériau liant hydraté. Après 28 jours de cure, alors qu'un faible effet pouzzolanique aurait dû se produire, les bétons aux cendres volantes se sont révélés plus perméables que les bétons témoins. À 6 mois, on observait le phénomène inverse. Une étanchéité considérable s'était manifestée, probablement attribuable à l'effet pouzzolanique des cendres volantes.

Kanitakis (150) s'est servi d'un essai d'absorption initiale en surface afin d'étudier le béton renfermant ou non des cendres volantes à faible teneur en calcium (CaO = 2 %) fabriqué à partir d'un mélange dont le dosage correspondait aux proportions indiquées au tableau 7.2. L'absorption a été mesurée à 7, 17, 28 et 56 jours de cure.

Tableau 7.2 — Désignation et dosage des mélanges pour béton soumis à l'examen de Kanitakis*

	Constituants, par m^3				
Mélange	Ciment, en kg	Cendres volantes, en kg	Sable, en kg	Pierre, en kg	Eau, en L
N	400		586	1 190	233
M	350	100	519	1 213	227

*D'après le document de référence n°150.

L'auteur en est arrivé à la conclusion que le béton aux cendres volantes se comporte au début comme un béton *maigre* et est de ce fait perméable. Par la suite, la perméabilité diminuait au fur et à mesure que se produisait l'effet pouzzolanique.

Les observations plutôt limitées portant sur cet aspect très important du béton aux cendres volantes sont conformes au point de vue exprimé par Manmohan et Mehta (151), selon lequel l'affinage des pores, résultant de l'effet pouzzolanique entre la pâte de ciment portland et les cendres volantes, provoquait une diminution considérable de la perméabilité des systèmes liants.

La diffusion d'ions, tels ceux des chlorures, qui ne sont pas précisément liés par les constituants du béton est représentée de façon logique par l'équation de diffusion formulée par Fick (152,153) :

$$\frac{dc}{dt} = D_c \cdot \frac{d^2c}{dx^2}$$

où:

c = concentration des ions de chlorure à une distance x, après une période de temps t;

D_c = coefficient de diffusion des ions de chlorure.

Pour le béton utilisé dans des structures offshore, Browne (152) a fait état pour D_c de valeurs variant respectivement de 1×10^{-9} à 50×10^{-9} cm^2/s pour les bétons à résistances élevée et normale.

Par ailleurs, Short et Page (154) ont publié un rapport sur la diffusion des ions de chlorure en solution dans des pâtes de ciment portland et dans des pâtes de ciment mélangé. Selon leurs recherches, D_c possède les valeurs suivantes pour divers types de ciments :

Type de ciment	**$D_c \times 10^9$ (cm^2/s)**
Ciment portland normal	44,7
Ciment résistant aux sulfates	100,0
Ciment portland aux cendres volantes	14,7
Ciment portland au laitier	4,1

Ces données ont permis d'en arriver à la conclusion que les ciments au laitier et aux cendres volantes limitaient avec une plus grande efficacité la diffusion des chlorures dans les pâtes, en comparaison avec les ciments normaux ou résistants aux sulfates.

La perméabilité aux gaz, en particulier à l'air et à l'acide carbonique, se révèle importante pour certains aspects de la durabilité du béton liés à la carbonatation (voir ci-dessous). Après avoir étudié la perméabilité

à l'air de mortiers (conservés en atmosphère humide à 1, 3 et 5 jours) de ciments mélangés renfermant des cendres volantes et du laitier, Kasai et ses collaborateurs (155) en sont arrivés aux conclusions suivantes :

— La perméabilité à l'air des ciments mélangés est supérieure à celle des ciments portland.

— Lorsque la conservation en atmosphère humide commencée au début se prolonge par la suite, la perméabilité s'en trouve réduite.

Ces auteurs ont observé des écarts considérables quant à la résistance à tout âge des mortiers soumis à leur examen; ainsi, les mortiers aux cendres volantes ont présenté une résistance inférieure d'environ 20 à 30 %, ce qui semble indiquer que les modes de conservation adoptés n'ont pas permis de tirer des conclusions en ce qui a trait au comportement pratique des bétons de ciment mélangé en application générale.

Effets des cendres volantes sur la carbonatation du béton

En présence d'eau, l'hydroxyde de calcium et, dans une moindre mesure, les silicates et les aluminates de calcium que renferme un ciment portland hydraté réagissent avec l'acide carbonique se trouvant dans l'atmosphère pour former du carbonate de calcium. Connu sous le nom de carbonatation, ce processus se manifeste dans tous les bétons de ciment portland. L'ampleur de la carbonatation du béton varie selon sa perméabilité, le niveau de saturation en eau et la quantité d'hydroxyde de calcium disponible aux fins de la réaction. Un béton ayant fait l'objet d'un bon compactage ainsi que d'une conservation appropriée et présentant un faible rapport eau-ciment possède une imperméabilité suffisante pour empêcher que la carbonatation ne se propage au-delà de quelques millimètres de la surface.

Une carbonatation qui se manifeste dans une masse de béton peut avoir trois effets néfastes :

— accroissement de la perméabilité;

— retrait;

— réduction de la résistance à la corrosion attribuable à la carbonatation du béton immédiatement adjacent à une armature d'acier.

Selon les résultats publiés en 1968 (156,157) à la suite de recherches sur le béton menées au Japon sur une longue période, le béton fabriqué à partir de ciment mélangé était susceptible de subir une carbonatation plus rapide que celle du béton de ciment portland normal. Par ail-

leurs, d'autres recherches (158-160) n'ont permis d'observer à cet égard aucun écart appréciable lorsque les ciments faisant l'objet de la comparaison présentaient une résistance égale.

En 1980, Tsukayama et ses collaborateurs (161) ont publié les résultats d'expériences aussi effectuées sur une longue période et portant sur des bétons aux cendres volantes exposés aux conditions normales d'utilisation au Japon.

Ils ont découvert que la profondeur de la carbonatation (que ces auteurs nomment *neutralisation*) était liée à la qualité du béton à divers égards :

— Ils ont observé un lien direct entre le rapport eau-ciment (exception faite des cendres volantes) et la profondeur de la neutralisation.

— Pour des rapports eau-ciment identiques, l'addition de cendres volantes entraînait une légère diminution de la profondeur de carbonatation.

— Après coulage des échantillons, la période de conservation en milieu aqueux influait de façon considérable sur le béton exposé à l'intérieur. Quant aux bétons exposés à l'extérieur, leur cure se révélait suffisante après environ une semaine en milieu aqueux.

Gebauer (162) a examiné des dalles de béton à armature d'acier façonnées par compactage et par vibrage. Après avoir été soumise pendant 7jours à une conservation à 20 °C et à une humidité relative de 95 %, une dalle de chaque composition a été placée dans un poste d'essais à l'extérieur; les dalles témoins faisaient l'objet d'une conservation en atmosphère humide (dalles conservées à l'intérieur). La résistance à la compression des prismes correspondants était mesurée à 28 et à 365 jours.

Selon Gebauer, la profondeur de carbonatation augmentait à mesure que l'on pouvait observer :

— une diminution de la résistance et de la vitesse des vibrations (indépendamment de la composition);

— une augmentation du rapport eau-ciment;

— une diminution de la teneur en ciment;

— une augmentation de la teneur en cendres volantes.

La principale corrélation observée se situait entre la profondeur de carbonatation et la résistance à la compression (déterminées sur des carottes prélevées à même les dalles, et non pas sur des prismes d'essai).

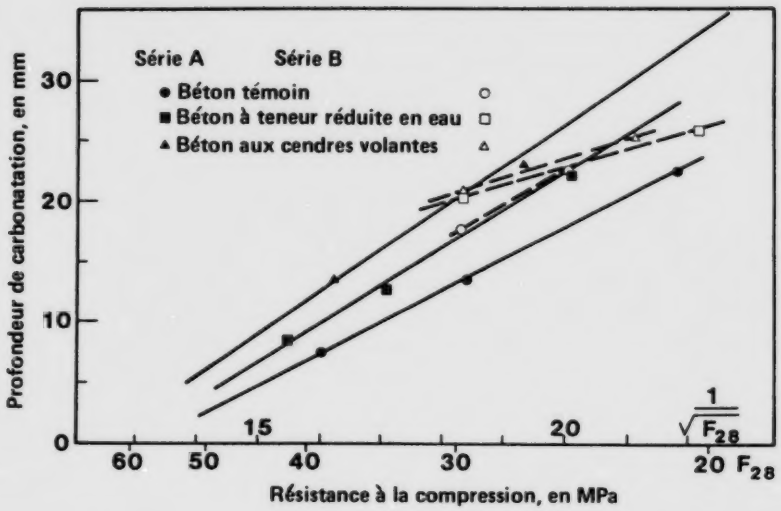


Figure 7.1 — Profondeur de la carbonatation par rapport à la résistance à la compression de bétons aux cendres volantes (essai accéléré) (163)

Ho et Lewis (163) ont étudié l'ampleur de la carbonatation de trois types de béton (béton ordinaire, béton à teneur réduite en eau et béton aux cendres volantes) ayant subi un affaissement équivalent. L'entreposage des échantillons dans une atmosphère enrichie en CO_2 (4 %) à 20 °C et à une humidité relative de 50 % pendant 8 semaines a produit une accélération de la carbonatation. Ces auteurs ont observé qu'une semaine dans ces conditions équivalait à environ un an dans une atmosphère normale (à 0,03 % de CO_2).

Les données obtenues par suite de cette étude sont illustrées à la figure 7.1, où la profondeur de carbonatation est considérée en regard de le résistance à la compression à 28 jours.

De toute évidence, la résistance et la profondeur de carbonatation sont inversement proportionnelles et le béton aux cendres volantes subissait une carbonatation supérieure à celle du béton sans cendres volantes, en particulier lorsque la résistance était moindre (inférieure à 30 MPa).

La figure 7.2 illustre le rapport entre la profondeur de carbonatation et la teneur en ciment, en fonction du temps de cure en atmosphère humide.

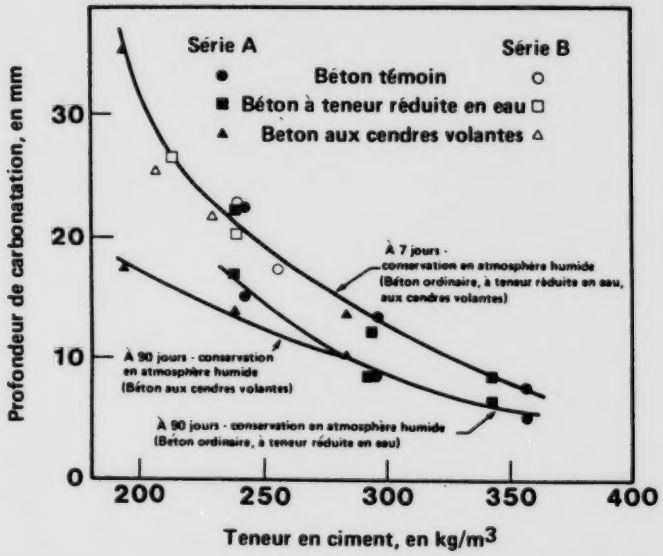


Figure 7.2 — Profondeur de la carbonatation par rapport à la teneur en ciment de bétons aux cendres volantes (essai accéléré) (163)

Ho et Lewis en sont arrivés aux conclusions suivantes :

— Les bétons présentant une résistance et un rapport eau-ciment équivalents ne subissent pas forcément une carbonatation d'une ampleur comparable.

— Compte tenu d'une résistance habituelle à 28 jours, la qualité du béton renfermant des cendres volantes s'améliorait grandement lorsque la conservation passait de 7 à 90 jours. Cette amélioration se révélait bien supérieure en comparaison de l'amélioration observée dans le cas du béton ordinaire.

— La profondeur de carbonatation varie selon la teneur en ciment des bétons ayant subi une cure de 7 jours. Toutefois, lorsque la cure se poursuit jusqu'à 90 jours, le béton renfermant des cendres volantes affiche une carbonatation moindre en comparaison du béton ordinaire et du béton à teneur réduite en eau.

Il va sans dire que ces conclusions sont conformes aux observations dont il est fait état. La démarche adoptée dans le cadre de cette recherche présente toutefois une grave lacune dont l'incidence ne doit pas être sous-estimée. Au cours de l'essai accéléré, les échantillons

de béton ayant subi une cure en atmosphère humide pendant 7 jours et un conditionnement en laboratoire pendant 21 jours à 20 °C et à une humidité relative de 50 %, sont exposés au CO_2 (à une pression élevée) pendant 8 semaines. L'essai commence lorsque le béton est à 28 jours, mais sa maturation est de beaucoup inférieure à celle que présente à cet âge un béton équivalent ayant subi une cure en atmosphère humide (bien qu'il soit discutable que l'état du béton se rapproche davantage de celui du *vrai* béton dans la plupart des cas de travaux de construction). Le béton est exposé à une carbonatation au moins cinq fois plus grande qu'en cas d'exposition à l'atmosphère, tout en étant conservé à une humidité relative de 50 % (163). L'écart entre les taux de carbonatation et de maturation est énorme et il s'accroît davantage à mesure que se prolonge l'expérience.

Comme l'ont noté Buttler et ses collaborateurs (164), l'essai accéléré peut porter sur divers ciments présentant des dosages différents. Néanmoins, en raison de la lenteur de la réaction de l'effet pouzzolanique, ce type d'essai ne peut servir lorsqu'il s'agit de comparer des bétons de ciment portland avec ceux qui renferment des ciments mélangés.

En général, il semble que le béton aux cendres volantes de bonne qualité présente une résistance à la carbonatation comparable à celle du béton ordinaire. Si le dosage en ciment est faible et que la cure est insuffisante (en raison d'une humidité ou d'une température trop faibles), on ne devrait pas s'étonner de constater que le béton ne résiste à aucune forme d'agression chimique ou physique, y compris la carbonatation.

Effets des cendres volantes sur la durabilité du béton exposé à des cycles répétés de gel-dégel

Il est désormais généralement reconnu que l'entraînement d'air permet au béton de résister au gel, pourvu que tous les autres critères soient aussi respectés. Comme il en a été question à la section 3 du présent chapitre, les cendres volantes, à l'instar d'autres constituants minéraux du béton finement pulvérisés, entraînent d'ordinaire une augmentation de la quantité d'adjuvant nécessaire pour atteindre les objectifs visés en matière d'air entraîné dans le béton. Dans certains cas, l'ajout de cendres volantes influe aussi sur la stabilité ou sur le taux des pertes d'air s'échappant du béton frais. En règle générale, les effets des cendres volantes sur la résistance au gel et au dégel confirment le point de vue exprimé à cet égard par Larson (69) :

> Les cendres volantes ne produisent aucun effet néfaste apparent sur les bulles d'air dans le béton durci. Lorsqu'un volume d'air approprié est entraîné, les caractéristiques du système de vides satisfont aux critères généralement reconnus.

Gebler et Klieger (76) ont élargi leur étude sur l'entraînement d'air dans le béton aux cendres volantes (se reporter à la section 3) de manière à y incorporer l'examen des paramètres relatifs aux bulles d'air dans le cadre du coulage de béton durci après le gâchage initial, puis après 30, 60 et 90 minutes. Ces expériences ont permis aux auteurs d'en arriver à la conclusion suivante :

> Les facteurs d'espacement ($\bar{L}$) d'échantillons coulés pendant une période de 90 minutes se révélaient à toutes fins utiles constants pour la plupart des bétons renfermant des cendres volantes. En outre, la répartition initiale des résultats observés quant à la surface spécifique et au nombre de vides par pouce était pratiquement semblable pour les bétons contenant des cendres de classe F ou C. Cependant, lorsque la mesure était effectuée sur des échantillons coulés à 90 minutes, les bétons renfermant des cendres de classe F donnaient lieu à des résultats plus variables en ce qui a trait aux paramètres relatifs aux bulles d'air, par comparaison avec les bétons aux cendres de classe C.

Sturrup, Hooton et Clendenning (165) ont établi un lien entre, d'une part, la tenue au gel et au dégel de bétons renfermant des cendres volantes à faible teneur en calcium et, d'autre part, la teneur en carbone. Des essais accélérés de gel et de dégel (mode opératoire A de la norme C 666 de l'ASTM) et des essais d'exposition à l'extérieur ont été effectués sur des échantillons de béton renfermant des cendres à faible teneur en calcium qui contenaient 5,4, 12,3 et 23 % de carbone, en remplacement du ciment dans une proportion de 15, 30, 45 et 60 % de son poids. Le rapport eau/(ciment + cendres volantes) était maintenu à 0,6; par ailleurs, la teneur en air était conservée à 6,5 ± 1 %, sauf dans le cas d'un échantillon renfermant 23 % de carbone, où elle se situait à 3,6 %.

Il a été établi qu'il existe une faible corrélation entre le coefficient de durabilité, déterminé selon la fréquence de résonnance, et la teneur en carbone; toutefois, la corrélation avec la perte de poids attribuable aux cycles de gel-dégel était plus nette. Il en a été conclu que le gel entraînait un écaillage en surface des échantillons plutôt que leur détérioriation interne (166), hypothèse qu'a permis de confirmer l'observation d'échantillons exposés à l'extérieur (167).

Yuan et Cook (83) ont fait état de la résistance au gel et au dégel de bétons renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium. Leur examen a porté sur deux séries d'échantillons de bétons (à air entraîné ou non), dont certains ne contenaient pas de cendres volantes et dont les autres en renfermaient, en remplacement du ciment, dans des proportions de 20, 30 et 50 % de son poids. Ces auteurs ont formulé les observations suivantes à cet égard :

— La résistance supérieure au gel et au dégel du béton à air entraîné est évidente, que celui-ci renferme ou non des cendres volantes en remplacement du ciment.

— Le béton renfermant 20 % de cendres volantes s'est révélé plus durable que le béton témoin.

— Lorsque la quantité de cendres volantes dans le béton à air entraîné a été portée à 50 %, on observait un plus grand écaillage après 400 cycles de gel-dégel.

La résistance au gel et au dégel des bétons aux cendres volantes renfermant à la fois des cendres volantes à faible teneur et à teneur élevée en calcium a été déterminée dans le cadre de l'étude du CANMET (38). Au tableau 7.3 est indiqué le coefficient de durabilité observé en regard d'échantillons fabriqués à partir de bétons décrits précédemment dans le présent chapitre (se reporter aux tableaux 3.2 et 4.1).

Tableau 7.3 — Coefficient de résistance aux cycles de gel-dégel de bétons aux cendres volantes*

Mélange	Teneur en air, en %	Coefficient de durabilité après 300 cycles, en %**
Témoin 1	6,5	97,7
Témoin 2	6,4	98,1
F1	6,2	96,4
F2	6,2	98,8
F3	6,2	96,8
F4	6,3	98,8
F5	6,4	97,2
F6	6,5	96,8
F7	6,1	97,6
F8	6,2	96,9
F9	6,4	97,6
F10	6,5	97,2
F11	6,6	95,8

*D'après le document de référence n°38.
**Déterminé en conformité avec la norme C-666 de l'ASTM (mode opératoire A).

Virtanen (81) a établi une comparaison entre la résistance au gel et au dégel de bétons aux cendres volantes, aux FSC et au laitier. Après évaluation de la *durée de vie utile théorique* de chaque type de béton en fonction de la teneur en air (se reporter à la figure 7.3), l'auteur a formulé les observations suivantes :

— La teneur en air constitue l'élément qui influe le plus sur la résistance au gel et au dégel du béton.

— L'ajout de cendres volantes ne produit aucun effet considérable sur la résistance au gel et au dégel du béton si la résistance et la teneur en air sont constantes.

— L'ajout de laitier ou de cendres volantes peut avoir un effet nocif sur la résistance au gel et au dégel du béton lorsque ces matériaux sont utilisés en remplacement d'une grande proportion de ciment.

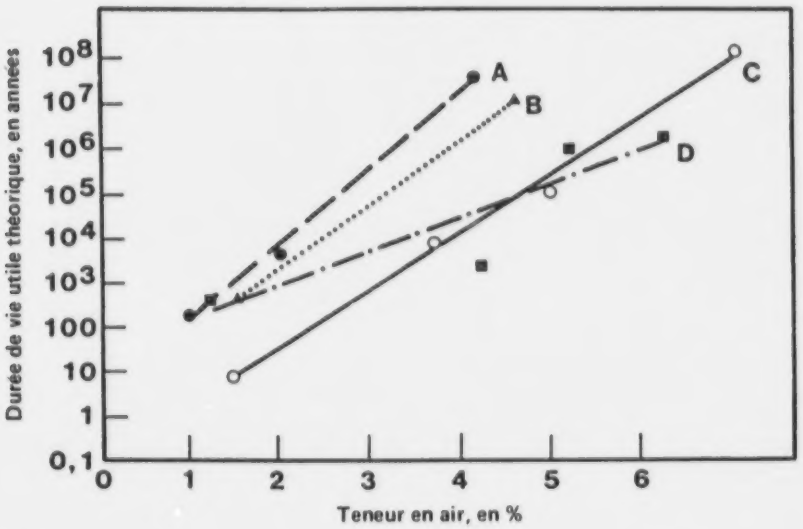


Figure 7.3 — Corrélation entre la durée de vie utile théorique et la teneur en air du béton frais (81)

Legende : A - Bétons renfermant du laitier granulé, broyé
B - Bétons renfermant des FSC
C - Bétons témoins
D - Bétons renfermant des cendres volantes

Alors qu'il faisait état de certaines difficultés liées à l'interprétation des résultats de la plupart des travaux initiaux portant sur la résistance au gel et au dégel du béton aux cendres volantes, Larson (69) a exprimé l'observation que voici :

> Les caractéristiques du béton aux cendres volantes en matière de durabilité sont modifiées et masquées par tous les éléments qui agissent sur un béton ordinaire. De plus,

elles sont liées aux différences observées dans les cendres volantes elles-mêmes et peut-être au phénomène d'augmentation des besoins en matière d'entraîneur d'air, lequel phénomène y est associé. Lorsque des comparaisons valables sont établies entre des bétons présentant une résistance et une teneur en air égales, on n'observe cependant aucun écart apparent dans la résistance au gel et au dégel des bétons renfermant ou non des cendres volantes.

Un autre aspect de la méthode d'essai de résistance au gel et au dégel a fait l'objet de critiques formulées par Brown et ses collaborateurs (168), lesquels ont exprimé les observations suivantes quant à l'essai de résistance au gel et au dégel des ciments mélangés :

— Lorsque des ciments mélangés sont soumis à un essai conformément à la norme C 666-73 de l'ASTM, soit selon la méthode normalisée pour mesurer la résistance au gel et au dégel de bétons de ciment portland, on observe d'ordinaire une résistance moindre. Selon toute probabilité, cet état de choses est attribuable à la brièveté de la période de cure précédant le début de l'essai, ce qui ne permet pas l'accroissement de la résistance des ciments mélangés, laquelle se manifeste d'ordinaire plus lentement.

— Les études sur le gel et le dégel effectuées après de plus longues périodes de cure indiquent que les ciments mélangés, en raison de leur résistance égale ou supérieure à celle des ciments portland, présentent aussi une plus grande résistance au gel et au dégel.

Il y a certainement lieu de tenir compte de ces points au moment d'examiner tous les aspects de la durabilité du béton aux cendres volantes, et non pas simplement sa résistance au gel.

Effets des cendres volantes sur la durabilité du béton exposé à des températures élevées

L'effet des températures élevées sur la résistance du béton au cours de la cure a été traité dans une certaine mesure à la section 4 du présent chapitre. Depuis quelques années, l'utilisation du béton dans des constructions devant résister à des températures élevées en certaines circonstances (par exemple l'enceinte de confinement d'un réacteur nucléaire) a suscité un intérêt renouvelé pour les effets que produisent les températures élevées sur le béton aux cendres volantes et sur les autres types de bétons.

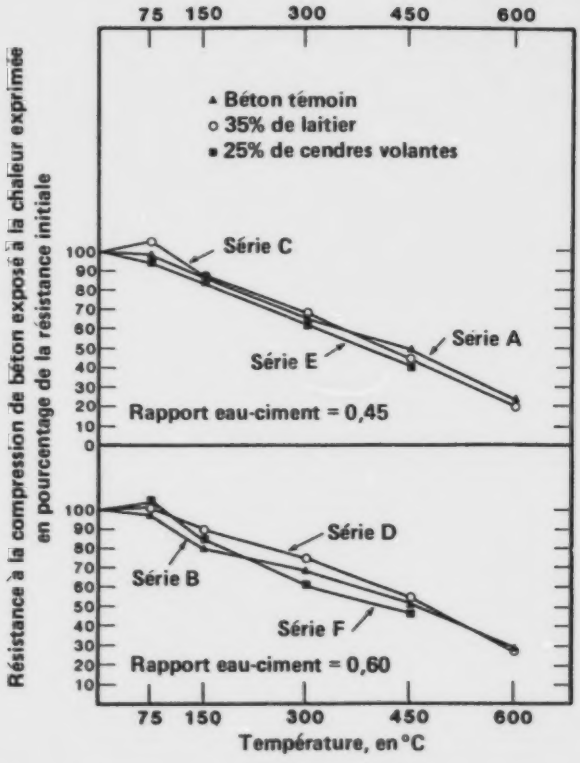


Figure 7.4 — Résistance à la compression de bétons après une exposition d'un mois à diverses températures élevées (172)

Nasser et Lhotia (169,170) ainsi que Nasser et Marzouk (103,171) ont examiné des bétons ordinaires et des bétons aux cendres volantes exposés à des températures pouvant atteindre 230 °C. Par ailleurs, Carette, Painter et Malhotra (172) ont observé des bétons renfermant du ciment portland normal, du laitier et des cendres volantes maintenus à des températures pouvant atteindre 600 °C. Les données obtenues par suite de cette recherche sont illustrées à la figure 7.4. En général, l'ajout de cendres volantes ne semble pas influer sur le comportement du béton à des températures élevées. La perte de résistance et la modification d'autres propriétés structurales se produisent à une température à peu près identique pour les deux types de bétons.

Abrasion et érosion du béton aux cendres volantes

Dans de nombreux cas, le béton est soumis à l'usure attribuable à l'attrition, au frottement ou au glissement des véhicules et autres objets. L'eau qui coule sur une surface de béton peut donner lieu à une érosion. En général, quel que soit le type d'essai effectué, la résistance à l'abrasion observée pour un béton est d'ordinaire proportionnelle à sa résistance à la compression (94). De même, pour un affaissement constant, la résistance à l'abrasion augmente lorsque la teneur en ciment et la résistance sont accrues. Par ailleurs, on peut s'attendre à une diminution de la résistance à l'abrasion d'un béton aux cendres volantes ayant subi une cure incomplète ou inappropriée.

Liu (173) a examiné la résistance à l'abrasion et à l'érosion de bétons au moyen d'un essai d'abrasion sous l'eau récemment mis au point. L'un des mélanges de béton soumis à son examen renfermait des cendres volantes en remplacement du ciment portland dans une proportion de 25 % de son volume. Aucune mention n'est faite des détails relatifs au type de cendres volantes utilisées et à leur provenance. Le comportement, après une cure de 90 jours, d'un béton aux cendres volantes présentant une résistance à la compression moyenne de 49 MPa (7 170 lb/po^2) a été comparé avec celui, après une cure de 28 jours, d'un béton d'un dosage comparable ne renfermant pas de cendres volantes et présentant une résistance à la compression moyenne de 47 MPa (6 870 lb/po^2).

On a noté peu de différence entre la résistance à l'abrasion des deux bétons pour des périodes d'essai pouvant atteindre 36 heures. Toutefois, lorsque l'essai se prolongeait, le rendement du béton aux cendres volantes se révélait inférieur à celui du béton témoin. Ainsi, après 72 heures, la perte de masse (7,6 %) attribuable à l'abrasion et à l'érosion du béton aux cendres volantes était supérieure de près de 25 % par rapport à la perte (6,1 %) observée dans le cas du béton témoin.

À l'heure actuelle, on ne dispose pas de données suffisantes pour établir un lien entre l'abrasion et l'utilisation de cendres volantes, hormis l'effet des cendres volantes sur l'évolution de la résistance des bétons. Il apparaît donc urgent que la résistance à l'érosion et à l'abrasion de bétons aux cendres volantes soumis à de nombreuses formes d'exposition fasse l'objet de recherches.

Effets des cendres volantes sur la durabilité du béton exposé à l'attaque d'agents chimiques

Il a été démontré que l'utilisation de cendres volantes comme constituant du béton influait sur la résistance à l'attaque d'agents chimiques. Le lessivage de l'hydroxyde de calcium, la dissolution par acide des hydrates liants, l'action du gaz carbonique atmosphérique et dissous,

ainsi que la réactivité aux ions en solution des constituants du ciment représentent les principales causes de détérioration du béton exposé à une action chimique.

Biczok (174) a énuméré quatre conditions liées à la qualité du béton et aux constituants du béton en fonction desquelles varient les effets destructifs d'eaux agressives :

1) le type de ciment utilisé ainsi que ses propriétés chimiques et physiques;
2) la qualité des granulats de béton ainsi que leurs propriétés physiques et leur granularité;
3) la méthode utilisée pour préparer le béton, le rapport eau-ciment, la proportion de ciment, la mise en place;
4) l'état de la surface exposée à l'eau.

La première de ces conditions est strictement liée à la nature du liant utilisé, tandis que les trois autres peuvent être regroupées sous un ou plusieurs aspects de la perméabilité du béton.

En regard du type de ciment, deux éléments influent sur la détermination de la durabilité relative du béton aux cendres volantes :

— La composition chimique du ciment, en comparaison des constituants produits au cours de l'hydratation, exerce un effet considérable sur la résistance à une action chimique. L'exemple le plus notable à cet égard consiste en l'utilisation de ciments à faible teneur en C_3A (type V de l'ASTM) aux fins de limitation de l'attaque attribuable aux ions des sulfates.

— Une combinaison de la composition chimique et des propriétés physiques, notamment la finesse, détermine la rapidité de l'hydratation du ciment et, sans doute peu après l'érection d'une structure, doit influer sur sa perméabilité.

Utilisées en remplacement de ciment portland, les cendres volantes influent indirectement sur ces deux éléments. Au début, elles jouent uniquement le rôle d'un constituant inerte et sont de ce fait comparables à la réduction de la teneur en ciment. Plus tard, elles contribuent à la formation de constituants liants, mais, comme l'a démontré Kovacs (175), la façon dont elles y contribuent entraîne une modification des proportions relatives des matériaux hydratés habituels. Enfin, elles transforment une partie de l'hydroxyde de calcium, produit au cours de l'hydratation du ciment, en silicates et en aluminates de calcium moins réactifs, par la mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique. Il a été démontré par Lea (176) que l'élimination de l'hydroxyde de calcium libre

par la combinaison réactive avec les pouzzolanes se manifeste suivant le modèle illustré à la figure 7.5, dans lequel est établie une comparaison entre la quantité de $Ca(OH)_2$ dans les mortiers avec et sans pouzzolane en fonction de l'âge. En général, on considère que ce processus se traduit par des bénéfices à long terme en ce qui a trait à l'étanchéité, à la résistance et à la durabilité en milieu agressif.

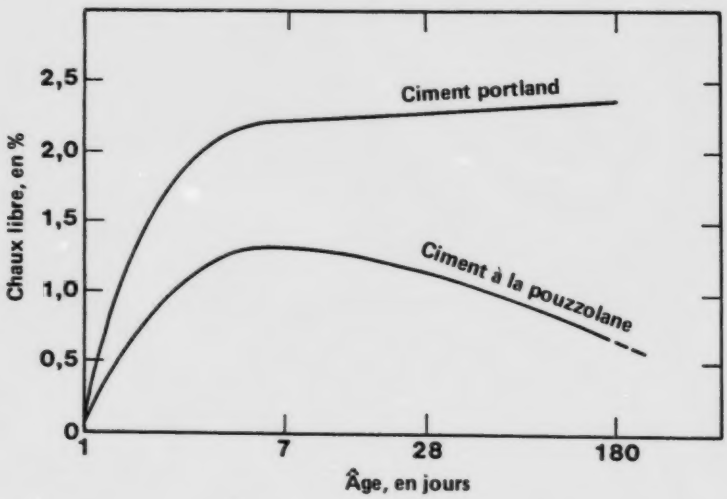


Figure 7.5 — Teneur en chaux libre dans des mortiers au ciment et au sable 1:3 (176)

À l'exclusion du fait que le dernier point mentionné est généralement reconnu, il semble que les documents relatifs aux recherches font peu état du rôle joué par les cendres volantes dans la modification de l'équilibre chimique des liants du béton, ni comme facteur de la durabilité du béton, ni en regard de la mise au point de méthodes d'essais.

Effets des cendres volantes sur la résistance aux sulfates du béton

En 1937, Davis et ses collaborateurs (2) ont constaté que certaines cendres volantes augmentaient la résistance du béton à l'attaque des sulfates, alors que d'autres étaient inefficaces et que certaines produisaient un effet nocif en accentuant la détérioration attribuable aux sulfates.

Trente ans plus tard, Dikeou (177) a fait état des résultats d'études de la résistance aux sulfates portant sur un ensemble de 30 mélanges de béton composés de 3 ciments portland pur, 3 ciments portland aux cendres volantes et 12 types de cendres volantes. Ces travaux ont permis d'en arriver à la conclusion que toutes les cendres volantes soumises aux essais entraînaient une amélioration considérable de la résistance aux sulfates. L'ampleur relative de l'amélioration observée au cours de ces recherches est illustrée à la figure 7.6.

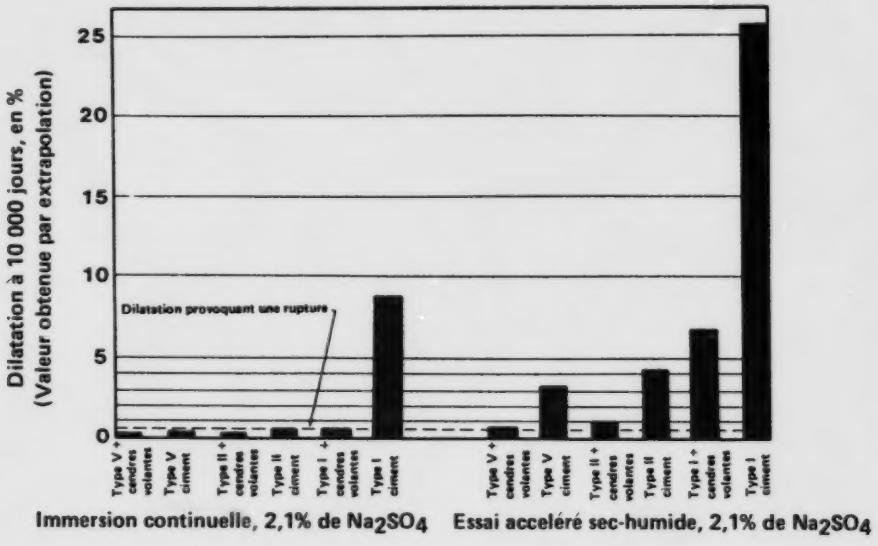


Figure 7.6 — Dilatation attribuable aux sulfates dans les bétons renfermant 30 % de cendres volantes (177)

Kalousek, Porter et Benton (178) ont fait état d'études portant sur les exigences relatives à l'usage à long terme d'un béton exposé aux sulfates. Ces auteurs ont tiré les conclusions suivantes :

— 84 % des bétons de ciment des types V et II de l'ASTM ne renfermant aucune pouzzolane présentaient une durée de vie prévue inférieure à 50 ans.

— Certaines pouzzolanes entraînaient une très nette augmentation de la durée de vie prévue du béton exposé à une solution de sulfate de sodium à 2,1 %. Les cendres volantes satisfaisant aux prescriptions actuelles constituaient la majorité du groupe de pouzzolanes entraînant les améliorations les plus notables.

— Les bétons destinés à un usage à long terme en milieu sulfaté devraient renfermer des pouzzolanes de qualité supérieure et un ciment résistant aux sulfates. La pouzzolane ne devrait pas entraîner une augmentation considérable, mais de préférence une diminution, des besoins en eau.

— Le ciment destiné à la fabrication de béton résistant aux sulfates et renfermant une pouzzolane dont le rendement a été démontré devrait présenter des teneurs maximales en C_3A et en C_4AF s'élevant respectivement à 6,5 et 12 %. Il n'apparaît pas justifié de limiter ces ciments à ceux qui satisfont aux prescriptions actuelles visant les ciments du type V.

Les échantillons de cendres volantes examinés par Dikeou (177) ainsi que par Kalousek et ses collaborateurs (178) provenaient de charbons bitumineux.

En 1976, Dunstan (179) a publié les résultats d'expériences effectuées sur un ensemble de 13 mélanges de béton renfermant des cendres volantes provenant de lignite ou de charbon sub-bitumineux. Compte tenu de ces travaux, Dunstan en est arrivé à la conclusion que le béton aux cendres volantes de cette provenance accusait d'ordinaire une résistance moindre à l'attaque des sulfates.

Les travaux de Dunstan se sont prolongés et il a publié en 1980 un rapport (180) où sont résumés les résultats de cinq années d'études portant sur l'attaque par les sulfates des bétons aux cendres volantes. Ce rapport comporte une analyse théorique de l'attaque des sulfates ainsi que des éléments qui en sont la cause. La thèse de Dunstan repose sur le postulat selon lequel le CaO et le Fe_2O_3 que renferment les cendres volantes constituent les éléments qui contribuent le plus à la résistance ou à la vulnérabilité du béton aux cendres volantes face aux sulfates. Dunstan a observé une diminution de la résistance aux sulfates à mesure que la teneur en oxyde de calcium des cendres augmente au-delà de 5 % ou que la teneur en oxyde ferrique diminue. De manière à rendre cette observation utile aux fins de sélection des cendres volantes qui peuvent résister aux sulfates (ou, ce qui est plus important encore, des cendres volantes qui peuvent améliorer la résistance aux sulfates du béton), Dunstan a proposé l'utilisation d'un coefficient de résistance (R) déterminé à l'aide de l'équation suivante :

$$R = (C - 5)/F$$

où:

C = pourcentage de CaO
F = pourcentage de Fe_2O_3.

Les figures 7.7 et 7.8 illustrent les résultats de deux types d'essais en laboratoire portant sur la résistance aux sulfates d'échantillons de béton renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium et possédant les propriétés indiquées au tableau 7.4. Par ailleurs, les figures 7.9 et 7.10 démontrent les résultats d'essais semblables effectués sur des échantillons de béton à faible teneur en calcium possédant les propriétés aussi indiquées au tableau 7.4. Ces données font ressortir l'effet (favorable ou nocif) des cendres volantes.

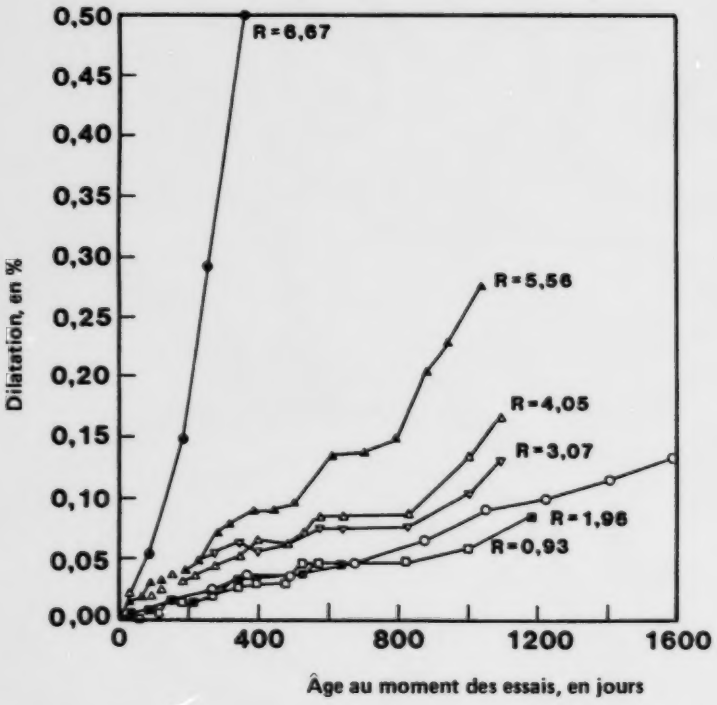


Figure 7.7 — Dilatation attribuable aux sulfates dans les bétons renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium (essai par immersion) (180)

Tableau 7.4 — Caractéristiques des cendres volantes soumises à l'examen de Dunstan*

	Composition, en % de la masse							
Cendres volantes	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_2	Alcali	Perte au feu
M-6498	46,1	19,0	18,6	8,2	1,3	1,6	0,72	2,0
M-6535	28,1	20,0	4,1	32,0	6,4	3,8	0,68	0,2
M-6734	34,7	24,8	4,2	26,1	5,2	1,4	0,81	0,2
M-6514	37,2	15,6	5,6	24,3	11,3	0,9	0,07	0,3
M-6510	37,1	11,8	7,3	21,8	5,6	2,6	4,23	0,3
M-6577	31,1	17,1	7,9	25,3	8,1	3,3	1,35	1,1
M-6569	51,8	27,2	2,0	10,7	2,1	0,7	0,86	1,2
M-6730	49,6	25,7	3,0	11,3	2,1	0,7	1,20	1,3
M-6754	61,4	23,4	3,7	7,0	1,2	0,5	0,81	2,5
M-6679	32,8	19,6	4,1	28,0	5,5	3,4	1,54	0,5
M-6680	36,9	18,1	4,7	24,0	4,8	2,8	1,86	0,6
M-6681	41,1	17,9	4,9	20,2	4,4	2,2	2,21	0,8
M-6682	45,7	18,4	5,3	15,5	3,8	1,6	2,83	0,9
M-6683	51,5	24,5	5,7	10,2	2,1	0,9	0,96	1,2
M-6734	34,7	24,8	4,2	26,1	5,2	1,4	0,81	0,2

*D'après les documents de référence nos 66 et 180.

Les résultats des travaux de Dunstan ont été résumés comme suit aux fins de la sélection de cendres volantes destinées à un béton résistant aux sulfates :

Limites de R*	Résistance aux sulfates**
moins de 0,75	Amélioration considérable
de 0,75 à 1,5	Amélioration modérée
de 1,5 à 3,0	Aucune modification notable
plus de 3,0	Réduction

*En remplacement de 25 % du ciment.
**Se rapporte au ciment à teneur en eau de 0,45 du type II de l'ASTM.

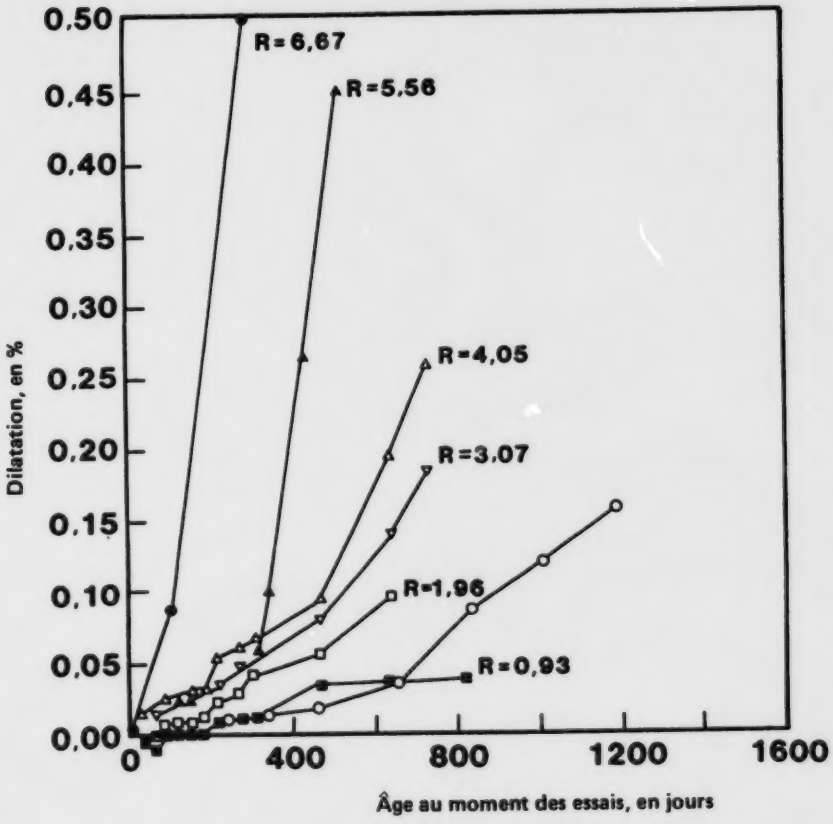


Figure 7.8 — Dilatation attribuable aux sulfates dans les bétons renfermant des cendres volantes à teneur élevée en calcium (essai humide–sec) (180)

Tableau 7.5 — Choix de liants en fonction de la résistance aux sulfates — Bureau of Reclamation*

I.	Faible attaque par les sulfates (de 0,1 à 0,2 % ou de 150 à 1 500 ppm)
	A. Ciment du type II
	B. Ciment du type II additionné de pouzzolane de classe N, F ou C, avec R inférieur à 2,5
	C. Ciment du type IP (MS) présentant un R inférieur à 2,5
II.	Forte attaque par les sulfates (de 0,2 à 2 % ou de 1 500 à 10 000 ppm)
	A. Ciment du type V
	B. Ciment du type V additionné de pouzzolane de classe N, F ou C, avec R inférieur à 2,5
	C. Ciment du type II additionné de pouzzolane de classe N, F ou C, avec R supérieur à 2,5
	D. Ciment du type IP (MS) avec R inférieur à 1,5 si la teneur en C_3A est inférieure à 5 % avec R inférieur à 0,75 si la teneur en C_3A se situe entre 5 et 8 %
III.	Très forte attaque par les sulfates (2 % ou plus ou encore plus de 10 000 ppm)
	A. Ciment du type V additionné de pouzzolane de classe N, F ou C et avec R inférieur à 1,5
	B. Ciment du type II additionné de pouzzolane de classe N, F ou C avec R inférieur à 0,75
	D. Ciment du type IP (MS) avec R inférieur à 1,5 si la teneur en C_3A est inférieure à 5 % avec R inférieur à 0,75 si la teneur en C_3A se situe entre 5 et 8 %

*D'après le document de référence n°181.

Le *Bureau of Reclamation* des États-Unis a adopté une version modérée (181) des limites de Dunstan dans une récente édition revue et corrigée de l'ouvrage intitulé *Concrete Manual* (182), version dont les détails apparaissent au tableau 7.5.

Mather (183) a publié les données obtenues dans le cadre de deux études en cours aux laboratoires du Corps of Engineers des États-Unis, lesquelles portent sur diverses pouzzolanes aux fins de déterminer leur effet sur la résistance aux sulfates du béton. Les données présentées ont été obtenues après exposition de mortiers à une solution molaire (0,352) de Na_2SO_4. Dans le contexte de ces expériences, les chercheurs ont pris soin de n'exposer les échantillons de mortier aux solutions sulfatées qu'après atteinte d'une maturité à peu près égale, laquelle est déterminée par mesure de la résistance à la compression de cubes de mortier comparables.

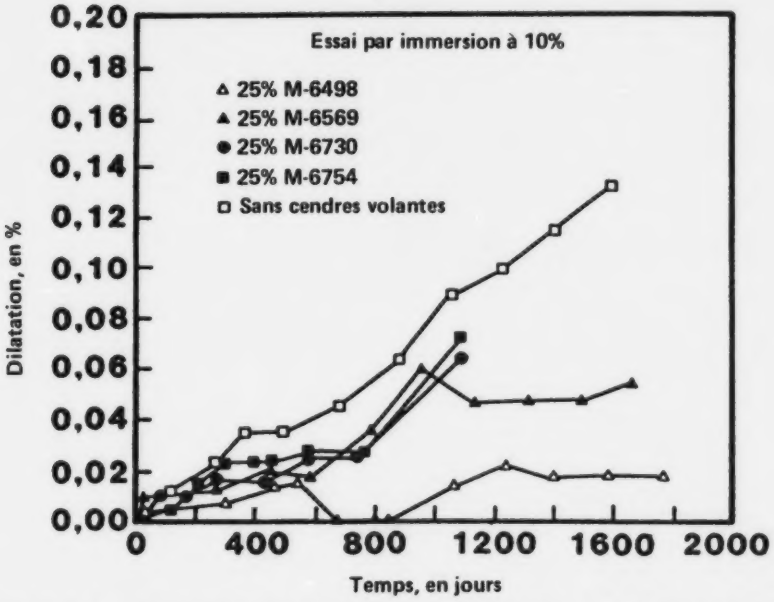


Figure 7.9 — Dilatation attribuable aux sulfates dans les bétons renfermant des cendres volantes à faible teneur en calcium (essai par immersion) (179)

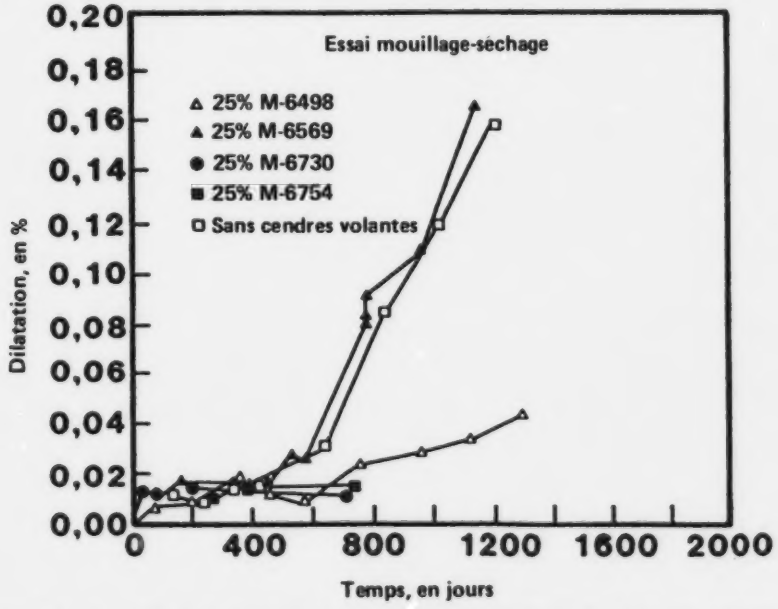


Figure 7.10 — Dilatation attribuable aux sulfates dans les bétons renfermant des cendres volantes à faible teneur en calcium (essai humide–sec) (179)

On a utilisé trois ciments non résistant aux sulfates, présentant des teneurs respectives en C_3A de 14,6 % (ciment RC-756), de 13,1 % (ciment RC-714) et de 9,4 % (ciment RC-744). L'examen a porté sur dix pouzzolanes, dont un type de FSC, un verre volcanique, trois types de cendres volantes d'origine sub-bitumineuse, un type de cendres volantes bitumineuses et quatre types de cendres volantes provenant

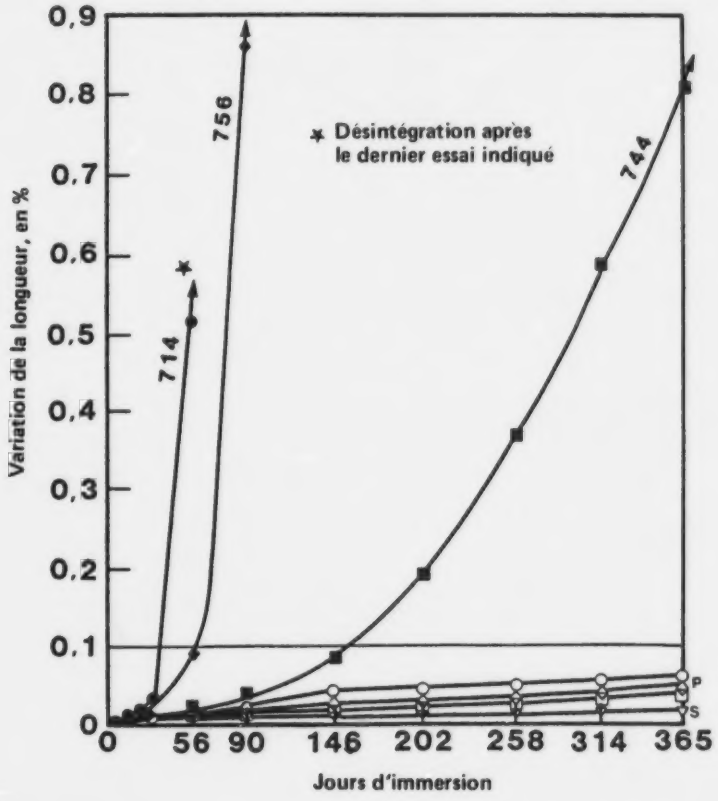


Figure 7.11 — Effets des FSC et des pouzzolanes de verre volcanique sur la dilatation de prismes de mortiers renfermant un ciment non résistant aux sulfates dans une solution sulfatée (183)

Légende : 714 - Ciment renfermant 13,1% de C_3A calculé
756 - Ciment renfermant 14,6% de C_3A calculé
744 - Ciment renfermant 9,4% de C_3A calculé
S - Remplacement de 30% du ciment par des FSC
P - Remplacement de ciment par une pouzzolane

de charbons ligniteux. Malheureusement, le rapport préliminaire de l'étude ne fait aucun état des propriétés chimiques et physiques de ces matériaux.

Les pouzzolanes ont été utilisées dans les mortiers en remplacement du ciment portland dans une proportion de 30 % de son volume.

La figure 7.11 illustre certains résultats obtenus par suite de ces expériences. L'efficacité à réduire la dilatation attribuable aux sulfates s'est manifestée comme suit par ordre décroissant : FSC, verre volcanique, cendres volantes sub-bitumineuses (trois exemples), cendres volantes bitumineuses et cendres volantes ligniteuses (quatre exemples).

Mather a résumé comme suit les résultats de l'étude en cours :

> ... (les résultats) semblent indiquer qu'une pouzzolane d'une grande finesse, à haute teneur en silice et d'une silice très amorphe se révèle la pouzzolane la plus efficace aux fins de réduction de la dilatation attribuable à l'attaque par les sulfates des mortiers renfermant des ciments non résistant aux sulfates...Les pouzzolanes qui ont donné lieu aux plus piètres résultats...correspondaient dans six des sept cas à des cendres volantes produites par combustion de lignite.

On peut ajouter que le fait que les cendres sub-bitumineuses aient été classées comme étant plus efficaces que le type de cendres bitumineuses soumises à l'examen entre en contradiction directe avec les résultats des travaux de Dunstan (179,180). Toutefois, compte tenu qu'il n'est pas fait mention des détails relatifs aux propriétés des cendres examinées et que l'on ne dispose d'aucune donnée comparable pour des mortiers renfermant d'autres types de cendres volantes, il n'apparaît pas approprié de tirer de ce rapport des conclusions plus poussées. De toute évidence, l'effet des cendres volantes sur la résistance aux sulfates du béton n'est pas très bien compris, et il y a lieu d'effectuer beaucoup plus de recherches afin de dégager des lignes directrices visant cet important aspect de la durabilité du béton.

Effets des cendres volantes sur les réactions alcali-granulat dans le béton

Peu après avoir découvert que la réactivité alcali-granulat constituait une cause de dilatation et de détérioration de certains bétons, Stanton (184) a avancé que ces effets pouvaient être diminués grâce à l'addition de matériaux réactifs finement pulvérisés au mélange de béton. On a par la suite découvert que diverses pouzzolanes naturelles et artificielles ainsi que des adjuvants minéraux, y compris les cendres volantes, se révélaient efficaces dans la réduction des dommages

qu'entraînent les réactions alcali-granulat. Comme il en est traité ci-dessous, l'efficacité des cendres volantes (et d'autres adjuvants minéraux) à limiter les réactions alcali-granulat semble se borner aux réactions mettant en jeu des granulats siliceux. Une seconde forme de réaction alcali-granulat, soit la réaction alcali-carbonate, a été observée (185) et il a été démontré qu'elle se limitait relativement mal par l'addition de pouzzolanes (186).

Le présent exposé ne s'étend pas à tous les aspects à la fois nombreux et complexes, des réactions alcali-granulat; ces questions font l'objet de nombreuses recherches à l'heure actuelle et demeurent difficiles à cerner.

L'étude effectuée ici se borne plutôt à l'examen de ce sujet sous certains rapports, lesquels sont directement liés à l'emploi de cendres volantes choisies pour limiter la réactivité alcali-silice.

On a beaucoup fait état de l'efficacité des cendres volantes dans la limitation de la réactivité alcali-silice. Pepper et Mather (187) ont publié des données indiquant le pourcentage minimal du volume de ciment qui doit être remplacé par des cendres volantes de manière à réduire de 75 % la dilatation dans les échantillons soumis aux essais. Les résultats qu'ils ont obtenus à cet égard apparaissant au tableau 7.6.

Tableau 7.6 — Remplacement de ciment par des cendres volantes — Pourcentage minimal*

Matériau de remplacement	Remplacement (en volume) — Pourcentage minimale aux fins d'efficacité		
	14 jours	6 mois	moyenne
Cendres volantes I	46	36	41
Cendres volantes II	48	36	42
Cendres volantes III	52	36	44
Cendres volantes IV	45	34	40

*D'après le document de référence n°187.

Elfert (62) a publié des données de nature semblable obtenues dans le cadre de travaux effectués au Bureau of Reclamation des États-Unis (voir la figure 7.12).

Bien qu'il soit évident que certaines cendres volantes limitent avec efficacité la dilatation alcali-granulat, il y a lieu de se demander si la perte de résistance entraînée au début par l'utilisation de cendres volantes en remplacement de 40 à 50 % du ciment pourrait être tolérée pour plus d'un nombre limité d'applications. Le remplacement du ciment dans des proportions semblables par des cendres volantes à teneur élevée en calcium peut se révéler plus acceptable.

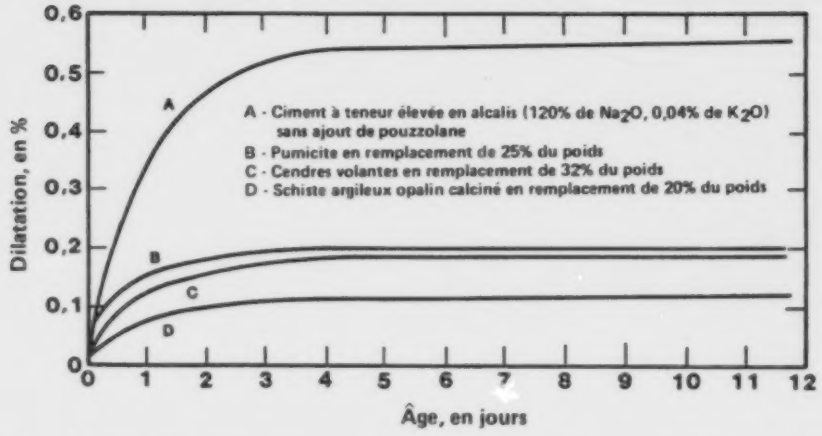


Figure 7.12 — Effet d'une pouzzolane sur la dilatation réactive d'un mortier renfermant un ciment alcalin et du pyrex broyé (62)

Dans une étude portant sur les granulats réactifs aux alcalis effectuée en Nouvelle-Écosse, Duncan et ses collaborateurs (188) ont démontré qu'on pouvait supprimer la dilatation de façon efficace en remplaçant un ciment modérément alcalin — par exemple à 0,71 % de Na_2O — par des cendres volantes dans une proportion d'à peine 25 %.

Par ailleurs, des études plus récentes ont fait ressortir que les éléments suivants revêtent une importance particulière :

— la concentration d'alcalis solubles dans le système;

— le type de granulat;

— la quantité de cendres volantes utilisée.

Il est maintement généralement reconnu que, en ce qui a trait à la réactivité alcali-silice, c'est la concentration d'alcalis solubles plutôt que la teneur totale en alcalis dans le système qui influe sur la dilatation. La figure 7.13 illustre la corrélation entre la teneur en alcalis solubles et le temps nécessaire avant la fissuration du béton renfermant de l'opale de Beltane comme granulat, ainsi qu'en a fait état Hobbs (189).

Selon ce dernier, la limite inférieure de la concentration en alcalis à laquelle les échantillons d'essai de mortier accusaient une fissuration excessive correspondait à 3,4 kg/m^3 comme alcalis solubles dans un acide (190), ce qui équivaut à 2,5 kg/m^3 d'alcalis solubles dans l'eau (189).

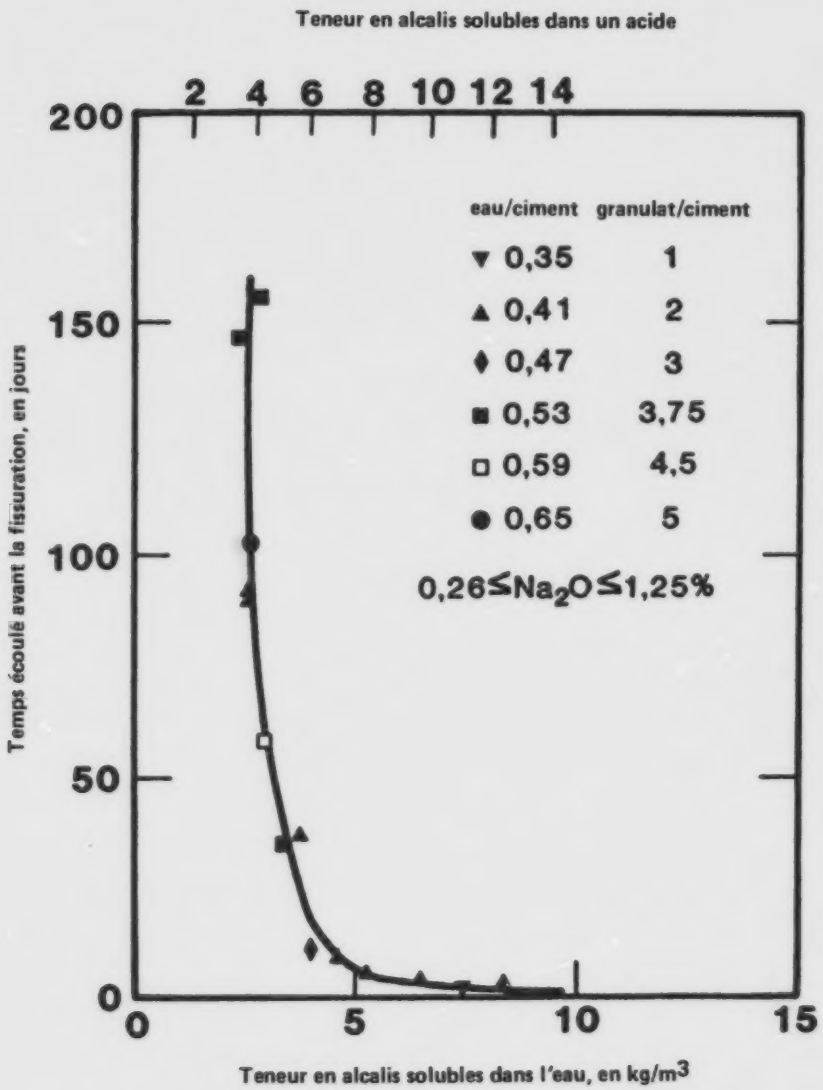


Figure 7.13 — Variation dans le temps écoulé avant la fissuration en fonction de la teneur en alcalis solubles dans l'eau au rapport alcalis–opale de Beltane le plus critique (189)

La source d'alcali (comme Na_2O ou K_2O) n'est pas considérée importante. La nocivité des alcalis solubles provenant des cendres volantes est donc reconnue comme étant égale à celle qui provient du ciment portland, ce qui est particulièrement important concernant l'utilisation de cendres volantes à teneur élevée en calcium renfermant de grandes quantités de sulfates alcalins solubles. Il a été observé (93) que ceux-ci entraînaient une augmentation et non pas une diminution du taux de détérioration attribuable à la réactivité alcali-silice.

Les granulats ne sont pas tous vulnérables à la réactivité alcali-silice; par ailleurs, les granulats vulnérables ne se comportent pas tous de la même façon. Une découverte a permis d'établir que la réactivité alcali-silice constitue un processus à long terme qui se produit le plus souvent lorsque les granulats renferment une silice non cristalline ou crypto-cristalline.

Les granulats et leurs éléments minéralogiques dont la réactivité aux alcalis du béton est connue comprennent notamment (191) :

— les matériaux siliceux: opale, calcédoine, tridymite et cristobalite;

— la zéolite;

— l'heulandite;

— les rhyolites, dacites, andésites de type vitreux à type crypto-cristallin et leurs tufs; et

— certaines phyllites.

En Grande-Bretagne, le principal élément réactif des granulats vulnérables à la réactivité alcali-silice s'est révélé le chert (silex) (192). En Afrique du Sud, des études ont été effectuées sur des cornéennes du groupe de Malmesbury (193).

Une grande partie des travaux expérimentaux dont font état les documents visait l'étude de granulats très réactifs, poreux et opalins, comme l'opale de Beltane en provenance de la Californie, ou l'étude du pyrex. Ces deux matériaux présentent d'ordinaire une réactivité supérieure à celle de nombreux autres granulats naturels en usage, et il faut en tenir compte au moment de l'évaluation des données publiées dans une perspective d'application pratique.

À l'instar de la plupart des autres aspects de l'utilisation des cendres volantes, l'effet produit sur la réactivité alcali-silice varie grandement selon la provenance des cendres utilisées. Comme il en a été fait mention ci-dessus, des travaux effectués en laboratoire ont révélé à cet égard l'inefficacité ou l'effet nocif de certaines cendres volantes à teneur élevée en calcium.

Dans le cadre d'études portant sur l'opale de Beltane, Hobbs (194) a publié les données illustrées à la figure 7.14 visant les cendres volantes dont la composition chimique est résumée au tableau 7.7. Par suite de ces expériences, l'auteur en est arrivé aux conclusions suivantes :

— L'utilisation de cendres volantes en remplacement d'une partie d'un ciment riche en alcalis entraînait une diminution de la dilatation à long terme attribuable à la réactivité alcali-silice; toutefois, même lorsqu'on remplaçait 30 ou 40 % du ciment, la plupart des mortiers de ciment mélangé se fissuraient à un âge moins avancé ou à un âge comparable par rapport aux mortiers de ciment portland.

— L'efficacité des cendres volantes à réduire la dilatation à long terme variait grandement. Il y a lieu de croire que l'efficacité des (cendres volantes) puisse reposer sur leur teneur en alcalis ou sur leur finesse.

— Lorsque les cendres volantes avaient été utilisées en remplacement d'une partie du ciment, 2,85 kg/m^3 correspondait à la plus faible teneur en alcalis du mortier, exprimée suivant l'équivalence en Na_2O, à avoir donné lieu à une fissuration. Cette valeur ne renvoie qu'aux alcalis solubles dans un acide attribuables au ciment portland et elle est comparable à une valeur de 3,5 kg/m^3 pour un mortier de ciment portland.

— En supposant que les cendres volantes constituent un matériau liant efficace lorsqu'elles présentent une teneur en alcalis de 0,2 % du poids, 3,4 kg/m^3 correspond à la plus faible teneur en alcalis à avoir donné lieu à une fissuration.

— Les cendres volantes et les laitiers granulés jouent un rôle de diluants d'alcalis, mais l'efficacité des laitiers à réduire la détérioration attribuable à la réactivité alcali-silice est supérieure à celle des cendres volantes.

— Compte tenu de ce qui précède, il est possible d'en arriver à la conclusion suivante : lorsque les granulats à utiliser renferment un élément réactif et que le béton doit être exposé à une humidité extérieure, il est peu probable que la détérioration attribuable à la réactivité alcali-silice se manifeste si le béton présente une teneur en alcalis solubles dans un acide inférieure à 3 kg/m^3, suivant l'équivalence en Na_2O. Au moment de déterminer la teneur en alcalis du béton, on peut présumer que les laitiers granulés ne renferment aucun alcali disponible, mais que les cendres volantes en contiennent 0,2 % en poids.

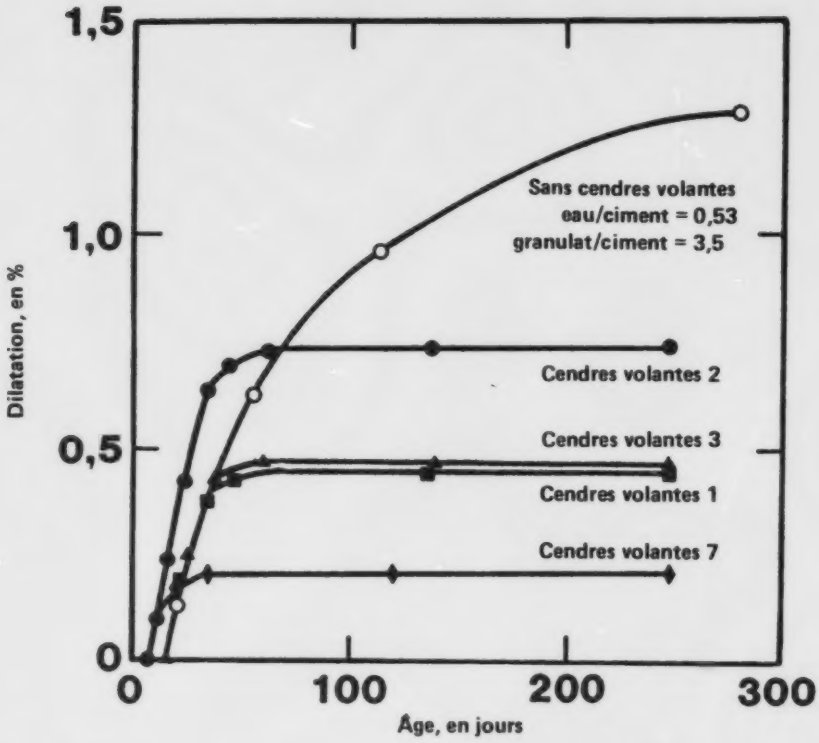


Figure 7.14 — Variation dans la dilatation en fonction de l'âge pour des échantillons dont une partie du granulat a été remplacée par des cendres volantes (194)

Tableau 7.7 — Composition et propriété des cendres volantes examinés par Hobbs*

Composition, en %	Numéro des cendres volantes			
	1	2	3	7
SiO_2	50,02	51,48	46,58	49,72
Fe_2O_3	9,02	8,70	14,24	5,22
Al_2O_3	26,83	28,08	25,22	32,45
CaO	1,48	1,27	4,10	2,77
MgO	0,93	0,93	0,95	2,41
SO_3	0,79	1,15	1,29	0,54
Perte au feu	3,43	1,74	1,84	3,24
Na_20 (total)	0,88	1,13	0,80	0,38
Na_20 (soluble dans l'eau)	0,07	0,10	0,08	0,02
Ka_20 (total)	3,90	3,85	2,35	1,40
Ka_20 (soluble dans l'eau)	0,07	0,11	0,04	0,02

*D'après le document de référence n°194.

Par suite d'expériences effectuées au moyen de pyrex, Nixon et Gaze (192) ont tiré les conclusions suivantes :

— Lorsque le pyrex est utilisé comme granulat réactif, le remplacement d'une partie du ciment portland riche en alcalis par des cendres volantes ou par du laitier granulé entraîne une réduction considérable de la dilatation d'échantillons de mortier, quelle que soit la proportion (10, 20 ou 30 %) de ciment remplacée par des cendres volantes dans le cadre des essais. Les réductions ainsi obtenues sont supérieures à celles qu'aurait permis la simple dilution des alcalis que renferme le ciment portland.

— À poids égal, les cendres volantes sont plus efficaces (que le laitier granulé) aux fins de réduction de la dilatation...

— On n'a observé qu'un faible écart entre l'efficacité de diverses cendres volantes. Il est possible d'établir une corrélation entre ces écarts et l'ampleur de l'effet pouzzolanique des cendres. Ainsi, les cendres à faible teneur en alcalis semblent dans l'ensemble présenter un comportement légèrement supérieur à celui des cendres volantes riches en alcalis, mais cet aspect se révèle moins important que l'effet pouzzolanique. La dilatation observée ne donne pas lieu à une meilleure corrélation avec la teneur des cendres en alcalis disponibles qu'avec la teneur globale en alcalis...

Ces mêmes auteurs (195) ont fait état d'études effectuées au moyen de granulats de chert dans des échantillons prismatiques de béton aux cendres volantes. Les données provenant de ces études sont illustrées à la figure 7.15.

Oberholster et Westra (193) se sont penchés sur la réactivité alcali-silice dans les granulats du groupe de Malmesbury et ont examiné entre autres produits d'addition, des cendres volantes à faible teneur en calcium. Selon ces auteurs, les cendres volantes réduisent la dilatation avec une efficacité supérieure à celle que permettrait une simple dilution de la teneur en alcalis.

Dans l'étude de Oberholster et Westra (193), des prismes de béton étaient soumis à un examen, qui révéla que les cendres volantes supprimaient bien la dilatation lorsque le ciment était remplacé dans une proportion égale ou supérieure à 20 % de son volume.

Au cours d'études préalables portant sur l'utilisation de cendres volantes en vue de réduire la dilatation attribuable aux réactions alcali-silice, Stanton (184), Porter (196) ainsi que Pepper et Mather (187) ont

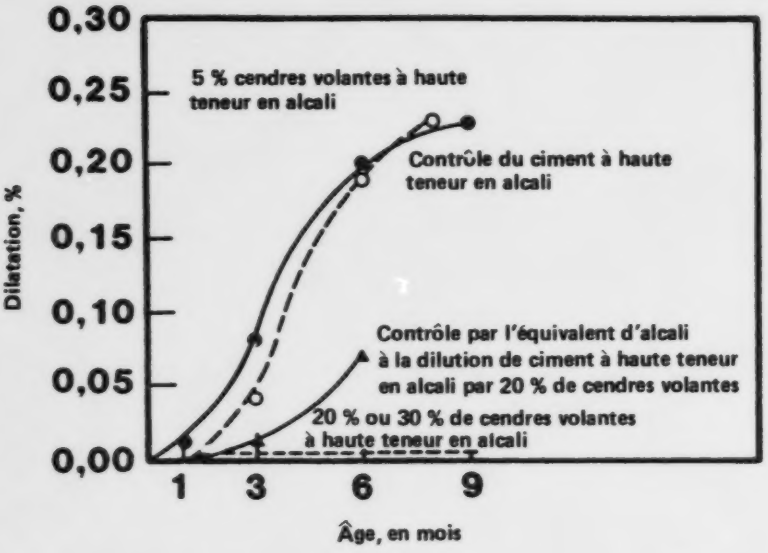


Figure 7.15 — Dilatation des échantillons prismatiques de béton à forte teneur en ciment alcali et cendres volantes avec 30 % de granulats silex/quartz (195)

observé que l'ajout d'une petite quantité de cendres volantes dans des mortiers renfermant un granulat opalin peut accroître la dilatation, tandis que l'ajout d'une plus grande quantité pouvait se traduire par une diminution de cette dilatation. La figure 7.16 illustre le lien établi entre la quantité de cendres et la dilatation observée par ces chercheurs.

Dans le contexte d'une étude plus récente, Hobbs (197) a indiqué que le remplacement de ciment portland par quatre types de cendres volantes, un laitier broyé ou des fines de calcaire dans une proportion de 5 % de son poids influait peu sur la dilatation des échantillons de mortier soumi à un essai, lorsque le rapport alcali-silice se situait à un point critique.

Dunstan (191) a examiné 17 types de cendres volantes à la fois d'origine bitumineuse et sub-bitumineuse en se servant de pyrex comme granulat. Ce chercheur a tiré de nombreuses conclusions de ses travaux. Ainsi, il a émis l'hypothèse que la quantité de cendres volantes correspondant au point pessimum, soit la dilatation maximale, était liée à la teneur en CaO. L'augmentation du CaO entraînait une augmentation du point pessimum en regard de l'utilisation de cendres volantes. On pourrait en conclure que les cendres volantes à teneur élevée en calcium utilisées en remplacement du ciment dans les proportions habituelles pour les cendres volantes à faible teneur en calcium contribue-

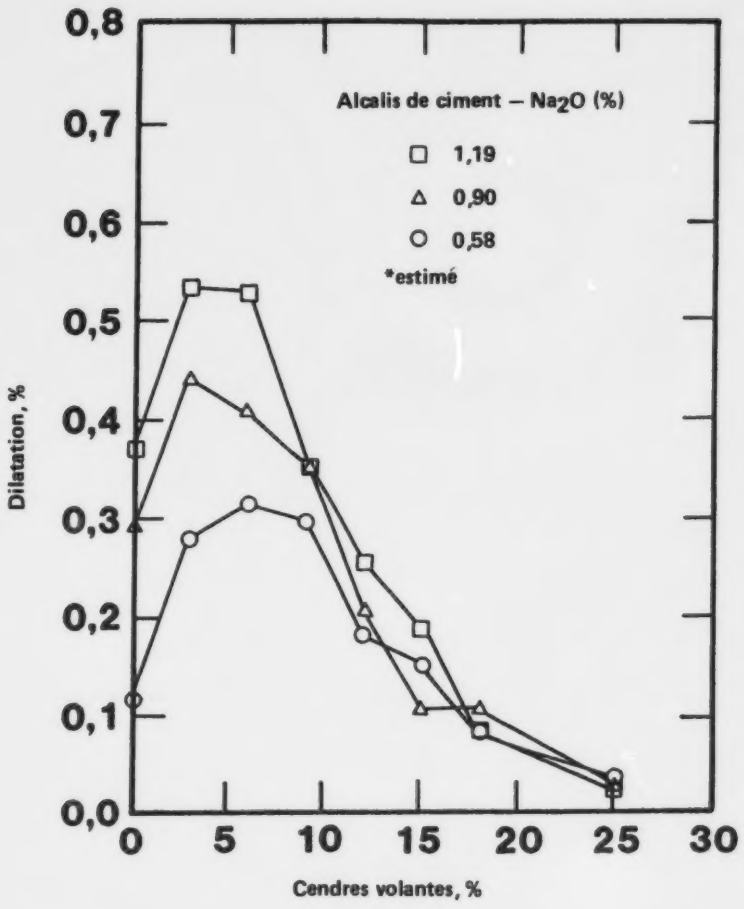


Figure 7.16 — Effet du ciment alcali et des cendres volantes sur la réaction alcali-granulat (191)

raient davantage à accroître la dilatation; par ailleurs, elles ne deviendraient efficaces dans la lutte contre la dilatation attribuable aux réactions alcali-silice que si elles étaient utilisées dans des proportions supérieures.

En résumé, on peut formuler les énoncés suivants :

— De nombreuses données publiées démontrent que les cendres volantes à faible teneur en calcium réduisent la dilatation attribuable aux réactions alcali-silice

lorsqu'elles sont utilisées en remplacement de 25 à 30 % du ciment.

— Comme l'utilisation de cendres riches en calcium n'a pas retenu la même attention, la documentation correspondante est moins complète. Lorsqu'on doit les utiliser, il y a lieu de croire qu'il faut remplacer alors une plus grande partie du ciment que dans le cas des cendres à faible teneur en calcium, de manière à en assurer l'efficacité. Selon leur capacité à acquérir de la résistance aux premiers âges, les bétons renfermant une grande proportion de cendres volantes en remplacement du ciment peuvent se révéler acceptables ou non.

— Le mécanisme et les détails relatifs à la limitation de la dilatation attribuable aux réactions alcali-silice demeurent mal compris, et beaucoup de recherches devront encore être effectuées avant qu'on parvienne à cerner cette question.

Effets des cendres volantes sur la corrosion de l'acier d'armature dans le béton

Récemment, la corrosion d'éléments d'armature en acier est devenue une source de préoccupation en ce qui a trait à l'utilisation de béton aux cendres volantes dans des structures sujets à la corrosion causée par l'exposition aux ions de chlorure provenant des sels déglaçants ou de l'eau de mer.

Si le béton d'enrobage est assez épais et imperméable, il assure d'ordinaire une protection adéquate contre la corrosion. L'effet protecteur se révèle de nature à la fois physique et chimique, car le béton agit de trois façons :

— Il fournit un milieu alcalin dans l'environnement immédiat de la surface de l'acier.

— Il constitue un obstacle physique et chimique à l'admission de l'humidité, de l'oxygène, de l'acide carbonique, des chlorures et autres agents agressifs.

— Il fournit un milieu présentant une résistivité électrique relative autour des éléments d'acier.

En milieu alcalin (pH supérieur à environ 11,5), une couche d'oxyde protectrice se forme à la surface de l'acier, ce qui le rend *passif* et empêche ainsi tout accroissement de la corrosion.

Au cours de la carbonatation du béton, si la profondeur de la neutralisation atteint le point de rencontre entre l'acier et le béton, la passiva-

tion peut s'en trouver réduite et la corrosion peut se produire si une quantité suffisante d'oxygène et d'humidité atteint la surface du métal. Il se peut aussi que les ions de chlorure ou d'autres ions neutralisent l'action protectrice assurée par la passivation et qu'ils favorisent la corrosion.

La Commission technique de la Rilem sur la corrosion de l'acier dans le béton (198) a formulé les énoncés suivants qui jettent un éclairage sur cette question :

— L'efficacité du béton d'enrobage à empêcher la corrosion varie selon de nombreux éléments qui correspondent collectivement à ce qu'il est convenu d'appeler la «qualité» du béton. Dans le présent contexte, la «qualité» met en jeu l'imperméabilité et une grande réserve d'alcalinité qui satisfait à la fois les besoins physiques et les exigences chimiques du béton d'enrobage. Si le béton est perméable aux gaz atmosphériques ou s'il s'agit d'un béton maigre, la corrosion de l'armature est à prévoir et on tente d'assurer une protection adéquate en utilisant un granulat dense et un mélange bien compacté présentant un rapport eau-ciment raisonnablement faible.

— Exception faite des cas de corrosion attribuable aux chlorures, il est maintenant d'ordinaire reconnu que la corrosion de l'armature ne se produira que sous l'action de la carbonatation du béton d'enrobage.

Comme il a été dit plus tôt dans la présente section, une certaine attention a été accordée depuis quelques années au problème de la carbonatation du béton aux cendres volantes. Toutefois, selon ces auteurs, la carbonatation du béton aux cendres volantes ne constitue pas une source de préoccupation si l'on s'efforce d'obtenir une imperméabilité adéquate de la masse de béton.

En 1950, on a soulevé la question (199) de savoir si l'acier d'armature dans le béton aux cendres volantes pouvait être attaqué par la corrosion sous l'action des éléments des cendres volantes renfermant du soufre. Gilliland (200) a fait observer que la plus grande partie du soufre contenu dans les cendres volantes est présent sous forme de sulfate et qu'il produirait de ce fait un effet semblable à celui des sulfates présents dans un ciment portland. Il a en outre signalé que le pH influe grandement sur la corrosion de l'acier; ainsi, le pH élevé courant dans le béton laisse prévoir une corrosion lente. Ryan (201) a publié d'autres données à cet égard et en est arrivé aux conclusions suivantes :

— Les prescriptions fournissent de telles limites quant aux composés de soufre contenus dans les cendres volantes que ceux-ci diffèrent peu dans le béton, que l'on utilise ou non des cendres volantes. De surcroît, l'état alcalin du béton ne favorise pas une attaque de l'acier par les sulfates.

— En théorie, le carbone que renferment les cendres volantes semblerait avoir une portée beaucoup plus grande que celle du soufre. Son effet réel devrait faire l'objet de recherches. Toutefois, si la teneur en carbone des cendres volantes est maintenue au-dessous de 3%, il constitue une si faible porportion du béton que, s'il est bien dispersé, son effet sur la conductivité électrique du béton et par conséquent sur la corrosion de l'acier devrait se révéler très mineur.

Ces conclusions semblent en général acceptables à la lumière des résultats de recherches qui démontrent que le béton aux cendres volantes n'entraîne pas une diminution de la protection contre la corrosion de l'acier d'armature en comparaison du béton normal (50,202,203). Selon une étude récente de Larson et ses collaborateurs (204,205), la protection est améliorée lorsque l'on incorpore des cendres volantes au béton.

Concernant la qualité du béton d'enrobage et aux points soulevés par la Commission technique de la Rilem (voir ci-dessus), les cendres volantes peuvent influer à la fois sur la perméabilité et sur l'alcalinité du système.

La perméabilité du béton aux cendres volantes et le problème de la carbonatation qui est y lié ont été traités plus tôt dans la présente section. Il suffit ici de rappeler que le béton aux cendres volantes présentant un dosage approprié et soumis à une cure adéquate devrait en général se révéler aux âges plus avancés moins perméable que le béton ordinaire correspondant. Le danger de la perméabilité repose dans l'exposition du béton aux cendres volantes à des agents agressifs avant sa maturation, que ce soit en raison d'un dosage inadéquat, d'une cure incomplète ou d'une piètre qualité des cendres volantes.

Pour ce qui est de l'alcalinité, on a laissé entendre que puisque la mise en oeuvre de l'effet pouzzolanique entraîne une transformation de l'hydroxyde de calcium, son déroulement peut se traduire par une diminution du pH de l'eau qui se trouve dans les pores de la pâte renfermant des cendres volantes. Les solutions se trouvant dans les pores d'un ciment hydraté sont très alcalines, ce qui, comme l'a démontré Diamond (206), découle de la présence d'ions de sodium et de potassium plutôt que de celle d'hydroxyde de calcium. Dans le cadre d'études portant sur deux systèmes de ciment aux cendres volantes, Diamond (206) a démontré que l'alcalinité est déterminée presque exclusivement

par la dissolution des sels de sodium et de potassium contenus dans le ciment; aux tout premiers âges, le calcium en solution est ramené à une faible concentration. Dans les échantillons soumi à l'examen de Diamond, le pH de la solution contenue dans les pores qui atteignait 13,75 dans un système témoin a été ramené à environ 13,55 en présence de cendres volantes.

Effets des cendres volantes sur le béton exposé à l'eau de mer

La détérioration du béton en milieu marin constitue un sujet complexe qui ne peut être traité de façon adéquate dans une étude comme celle-ci. Aussi nous limiterons-nous ici à examiner certains aspects de l'utilisation de cendres volantes dans le béton destiné aux ouvrages en mer, tout en tenant compte de la quantité plutôt limitée de données publiées qui s'appliquent directement à cette question, et certaines extrapolations qui s'appuient sur de nombreux rapports portant sur le comportement du béton ordinaire en milieu marin.

L'exposition du béton en milieu marin le soumet à un éventail d'éléments très agressifs, y compris la plupart de ceux dont il a été question dans les paragraphes précédents de la présente section.

Le béton exposé aux marées est le plus fortement attaqué, car il est soumis à un mouillage et à un séchage en alternance, à l'action des vagues, à l'abrasion par le sable et les débris, à de fréquents cycles de gel-dégel, à la corrosion de l'armature, lesquels se manifestent tous dans un milieu présentant une agressivité chimique. Le béton qui est immergé en permanence se trouve moins gravement attaqué (207,208).

Les documents publiés sur le sujet font peu état d'une observation directe du béton aux cendres volantes en eau de mer, bien que des recherches à cet égard soient en cours (209). En raison des lacunes actuelles en matière d'information, on peut peut-être se permettre de supposer l'incidence probable de l'utilisation de cendres volantes dans le béton destiné aux ouvrages maritimes, en s'appuyant sur les effets des cendres volantes déjà examinés sur la durabilité du béton et ce, de manière à tenter d'assurer une certaine orientation à cet égard.

Le béton se trouvant en mer est soumis aux effets agressifs dont il est question ci-dessus. Le tableau 7.8 comporte une liste de ces effets et fournit un aperçu de la façon dont le béton aux cendres volantes exposé à l'eau de mer pourrait être touché.

Alors que l'on considère que la perméabilité constitue le principal facteur portant atteinte à la durabilité du béton en eau de mer (208), il apparaît clairement à la lumière de ce qui précède que les cendres volantes sont en mesure de contribuer à certains aspects de la durabilité du

béton en milieu marin. De toute évidence, il s'agit là d'un aspect du comportement du béton aux cendres volantes à l'égard duquel des recherches se révèlent grandement nécessaires.

Tableau 7.8 — Effet possible sur les bétons aux cendres volantes des agents agressifs que renferme l'eau de mer

Forme d'attaque	Effet des cendres volantes	Observations
Mouillage/séchage	Aucun	Si le dosage et la cure sont adéquats.
Gel/dégel	Aucun	Si le dosage, l'entraînement d'air et la cure sont adéquats.
Sulfate	Amélioration entraînée par les cendres volantes à faible teneur en calcium	
Alcali-granulat	Réduction de la dilatation	
Corrosion de l'acier	Aucun	Si le dosage et la cure sont adéquats.
Perméabilité	Amélioration aux âges avancés	Si le dosage et la cure sont adéquats.
Sels de magnésium	Non connu	

8. NORMES ET PRESCRIPTIONS VISANT L'UTILISATION DE CENDRES VOLANTES DANS LE BÉTON

Plusieurs pays ont publié des normes et des prescriptions nationales régissant l'utilisation de cendres volantes dans le béton. Dans certains cas, celles-ci constituent une adaptation de normes visant l'emploi de pouzzolanes naturelles ou calcinées, tandis qu'on a établi dans d'autres cas des normes destinées précisément aux cendres volantes ou à d'autres constituants secondaires des liants hydrauliques.

Manz (210) ainsi que Rossouw et Kruger (211) ont récemment publié une étude comparative de normes nationales. Au tableau 8.1 apparaît la désignation des normes et des prescriptions de neuf pays à cet égard. Par ailleurs, un résumé des grandes caractéristiques de ces normes est présenté aux tableaux 8.2 à 8.4.

L'élaboration de normes constitue un processus permanent qui repose essentiellement sur l'établissement d'un consensus réunissant divers

intérêts. Il s'agit là d'une tâche difficile, car les matériaux comme les cendres volantes commencent souvent à être utilisés bien avant que leurs propriétés et leurs qualités n'aient été bien comprises. En outre, comme les cendres volantes ne donnent lieu qu'à un faible commerce international, on n'a pas senti le besoin d'uniformiser les normes d'un pays à l'autre, ce qui a par malheur entraîné un manque d'uniformité sur le plan terminologique (212, 219).

Les expressions *cendres volantes,* en français, *flugashe,* en allemand, ainsi que *cenizas volantes,* en espagnol, constituent des appellations fréquemment employées. Par ailleurs, l'expression *fly ash* semble acceptée en règle générale dans les pays de langue anglaise autres que la Grande-Bretagne, où on emploie l'appellation *pulverized fuel ash* (PFA sous sa forme abrégée).

Tableau 8.1 — Liste des normes nationales visant les cendres volantes destinées au béton*

Pays	Désignation de la norme	Année	Document de référence**
Australie	A.S. 1129	1971	(212)
Autriche	Onorm B3320		(213)
Canada	CAN3-A23.5-M82	1982	(5)
Corée	K.S. L5405		(216)
États-Unis	ASTM C 618-83	1983	(6)
Inde	I.S. 1344-1968	1968	(214)
Japon	JIS A 6201	1967	(215)
Royaume-Uni	B.S. 3892, Parts 1 & 2 Revisions	1963 1982	(217)
URSS	GOST. 6269-63	1963	(218)

*D'après les documents de référence nos 210 et 211.
**Les extraits les documents mentionnés portent sur la plus récente révision que connaissent les auteurs.

Jusqu'à tout récemment, les cendres volantes étaient considérées comme une pouzzolane. Toutefois, à mesure que se répandait davantage l'utilisation de cendres volantes riches en calcium, on constatait qu'elles ne commandent pas toutes l'apport d'une source extérieure de chaux de manière à engendrer des propriétés liantes et ne constituent donc pas à proprement parler des pouzzolanes. Selon Manz (210) et d'autres auteurs, les cendres volantes riches en calcium (dites cendres de classe C) se distinguent des cendres à faible teneur en calcium (cendres de classe F) en raison de leurs propriétés liantes. On a donc

Tableau 8.2 — Exigences chimiques relatives aux cendres volantes destinées au béton*

	Australie	Autriche	Canada classe F	Canada classe C	Corée	États-Unis classe F	États-Unis classe C	Grande-Bretagne B.S. 3892	Grande-Bretagne Avant-projet	Inde	Japon	Turquie	URRS
Eau libre (% max.)	1,5	1,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	1,5	0,5		1,0	3,0	
Perte au feu (% max.)	8,0	5,0	12,0	6,0	12,0	12,0	6,0	7,0	7,0	12,0	5,0	10,0	10,0
MgO (% max.)		5,0			5,0	5,0	5,0	4,0	4,0			5,0	
Sulfates (éq. de % de SO_3 max.)	2,5		5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	2,5	2,5	3,0		5,0	3,0
Soufre total (éq. de % de SO_3 max.)		3,5					40				45		
SiO_2 (% max.)		42-60											
Al_2O_3 (% max.)		16-32											
Fe_2O_3 (% max.)		3-12								70		70	
Min. de S + A + F**					70	70	50					6,0	
CaO (% max.)		5-20											
CaO libre (% max.)		2,0											
Alcalis totaux (éq. de % de Na_2O max.)					1,5								
Alcalis disponibles (éq. de % de Na_2O max.)						1,5	1,5			1,5			
Carbone (% max.)		3,0											
Chlorure (% max.)		0,1											

*D'après les documents de référence nos 210 et 211.
**Somme de % de SiO_2 + % de Al_2O_2 + % de Fe_2O_3.

Tableau 8.3 — Exigences physiques relatives aux cendres volantes destinées au béton*

	Australie	Autriche	Canada classe F	Canada classe C	Corée	États-Unis classe F	États-Unis classe C	Grande-Bretagne B.S. 3892	Grande-Bretagne Avant-projet	Inde	Japon	Turquie
Surface spécifique (Blaine, cm^2/g min.)		4-5000								2800	2400	
Tamisage (% max.; m)**	10;150		34;45			34;45			12,4;45			0,3;200 8;87
Diamètre moyen des particules (μm)					9						1,95	
Densité (min.)												

*D'après les documents de référence nos 210 et 211.

**La granulométrie correspond à la quantité maximale permise (en pourcentage) de matériau restant sur un tamis dont les mailles ont une taille déterminée (exprimée en μm); par exemple, une quantité maximale permise de 34 % retenue par des mailles de 45 μm s'exprime comme suit: 34;45.

Tableau 8.4 — Exigences relatives au rendement des cendres volantes destinées au béton*

	Autriche	Canada classe F	Canada classe C	Corée	États-Unis classe F	États-Unis classe C	Grande-Bretagne B.S. 3892	Grande-Bretagne Avant-projet	Inde	Japon	Turquie
INDICE DE POUZZOLANICITÉ Avec ciment (% min. du béton témoin à 28 jours)	80	75		85	75	75				60/70	70
Avec ciment (% min. du béton témoin à 7 jours)		68									
Chaux (MPa min.)				5,5	5,5	5,5			3,9		
Remplacement de sable											100
Besoin en eau (% max. du béton témoin)				102	105	105		95			105
RÉSISTANCE A LA DÉSAGRÉGATION Dilatation en autoclave (% max.)		0,8		0,5	0,8	0,8			0,8		
Autres essais	pat										10**
Retrait dû au séchage (% max. à 28 jours)									0,1		
Retrait dû au séchage (% d'augmentation par rapport au béton témoin)		0,03		0,03	0,03	0,03					
Réactivité aux alcalis (% max. de dilatation à 14 jours)				0,02	0,02	0,02					
Réactivité aux alcalis (% max. de réduction de la dilatation)		60									

*D'après les documents de référence nos 210 et 211.
**Essai de dilatation aux aiguilles Le Chatelier.

proposé le générique *adjuvant minéral* pour désigner toutes les classes de laitiers, cendres, pouzzolanes et autres constituants secondaires des liants hydrauliques, tout en prévoyant de les distinguer selon leur capacité de liaisonnement intrinsèque. Cette forme de classification a été proposée comme étant supérieure à la division actuelle des cendres volantes en deux classes, selon la sorte de charbon dont elles proviennent. Cette division est en usage à l'heure actuelle dans les normes du Canada (5) et des États-Unis (6).

L'emploi de l'expression *adjuvant minéral* a fait par le passé l'objet de critiques selon lesquelles cette appellation laisse entendre que l'utilisation de ces matériaux pourrait se limiter à l'ajout de petites quantités, comme c'est d'ordinaire le cas lorsqu'il s'agit d'un adjuvant chimique.

Au Canada, on a adopté l'appellation *constituants secondaires des liants hydrauliques pour le béton*; bien qu'elle soit longue, cette expression a le mérite de décrire avec précision le rôle que jouent ces matériaux dans la plupart des bétons.

Nature des prescriptions visant les cendres volantes dans le béton

En général, deux questions doivent être prises en considération au moment d'examiner les prescriptions visant des matériaux tels que les cendres volantes :

— la mesure dans laquelle le choix des propriétés régies par la prescription visent à protéger l'utilisateur contre un emploi incorrect ou inapproprié de ce produit;

— la mesure dans laquelle les méthodes d'essai proposées aux fins d'examen de ces propriétés conviennent à l'évaluation des matériaux et se révèlent adéquates en ce qui a trait au repérage et à l'élimination de matériaux inappropriés.

L'examen de normes propres à de nombreux pays révèle qu'on s'entend en général (même si cette position n'est pas toujours clairement attestée) sur le fait qu'il y a lieu de tenir compte des propriétés suivantes pour déterminer si un type de cendres volantes est approprié aux fins d'utilisation dans le béton :

— effet pouzzolanique;

— granulométrie ou surface de réaction;

— teneur en carbone ou perte au feu;

— teneur en humidité;

— divers paramètres chimiques.

Pour simplifier les documents où il est fait état de prescriptions, ces qualités sont souvent divisées en exigences chimiques et physiques. Comme certaines exigences dites physiques sont liées à l'activité chimique des cendres volantes, on pourrait établir une distinction plus appropriée entre les exigences chimiques, les propriétés physiques et les exigences en matière de rendement. C'est d'ailleurs l'optique adoptée dans la présente section.

Exigences chimiques

Les normes de nombreux pays témoignent d'une préoccupation selon laquelle les éléments portant atteinte aux propriétés ou à la durabilité du béton ne devraient pas être incorporés en même temps que les cendres volantes. Certains vont plus loin et tentent d'établir un lien entre le rendement des cendres volantes comme pouzzolane et leur composition chimique. Les exigences chimiques suivantes sont souvent prescrites.

Teneur en humidité : Exception faite de l'Inde et de l'URSS, les normes de la plupart des pays établissent des limites quant à la teneur en humidité. Cette mesure vise dans une large mesure à protéger l'acheteur contre la livraison de cendres à l'état mouillé.

La ***perte au feu*** est prescrite dans toutes les normes nationales afin de limiter la teneur en carbone, dont la présence a été associée à des difficultés de limitation de l'entraînement d'air dans le béton frais (se reporter à la section 3). La perte au feu ne constitue cependant pas un paramètre sûr puisque plusieurs autres composants des cendres volantes sont volatils ou se décomposent à la chaleur.

Des essais rapides permettent de déterminer la teneur en carbone à l'aide de méthodes directes, lesquelles fournissent une mesure plus sûre quant à la présence de carbone dans les cendres.

La distinction entre la perte au feu (établie à une valeur maximale de 5 %) et la teneur en carbone (établie à une valeur maximale de 3 %) est très clairement déterminée dans la norme nationale de l'Autriche.

Sulfates : La plupart des normes nationales limitent la concentration des sulfates combinés aux cendres volantes dans la préparation du béton, afin d'empêcher une interférence dans la prise du béton et de réduire la possibilité de détérioration du béton durci attribuable à la dilatation. Des limites semblables s'appliquent d'ordinaire à d'autres constituants du béton. Les diverses normes nationales ne témoignent toutefois pas d'un consensus quant à la quantité de sulfates acceptable dans les cendres volantes.

Oxyde de magnésium : Bien que la présence de magnésium sous forme de périclase (MgO) dans les cendres volantes ne soit pas prouvée, de nombreuses normes limitent la teneur en MgO à celle qui s'applique dans le cas des ciments portland.

Alcalis disponibles : La concentration en alcalis des matériaux liants fait souvent l'objet d'une limitation destinée à empêcher l'efflorescence et à limiter les réactions alcali-granulat. Il se peut qu'une teneur excessive en sodium on en potassium dans les cendres volantes contribue à l'efflorescence dans un béton durci. Winer et Malhotra (220) ont examinédes méthodes d'essai accéléré visant la détermination des alcalis solubles. Ces méthodes s'appliquent plus facilement aux cendres volantes riches en calcium que les essais prescrits à l'heure actuelle.

Chlorures : Seule la norme autrichienne sur les cendres volantes limite leschlorures à un maximum de 1 %. Compte tenu de l'incidence des chlorures sur la corrosion de l'armature, il peut y avoir lieu d'effectuer en Amérique du Nord certaines recherches portant sur la nécessité de prendre en considération les chlorures présents dans les cendres volantes.

Principaux oxydes : Suivant les normes, il est exigé que la teneur en silice des cendres volantes soit supérieure à une valeur précise, ou encore que la somme de la teneur en alumine, en silice et en oxyde de fer dépasse une valeur déterminée. On a émis l'hypothèse (221) que la somme (SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3) est liée à la quantité de particules vitreuses présentes dans les cendres volantes. Il n'a pas été prouvé que la teneur de ces oxydes est directement liée au rendement des cendres dans le béton (91,93).

Propriétés physiques

Sauf en URSS, les normes nationales visant les cendres volantes prévoient le contrôle de la finesse, que ce soit par la granulométrie ou la surface spécifique. Bien qu'on ne le précise pas en général, on doit d'ordinaire établir une certaine forme de lien entre la masse et le volume dans le cadre des essais dont on se sert pour déterminer l'activité pouzzolanique; ce lien peut se révéler nécessaire aux fins d'assurer l'uniformité d'une source de cendres.

Granulométrie ou surface de réaction : Il existe un consensus quant au fait que la granularité ou la finesse des cendres volantes influe sur l'effet pouzzolanique; il a largement été prouvé que la présence de particules grossières dans les cendres est nocive (se reporter aux sections 3 et 4). Les diverses normes diffèrent toutefois quant à la méthode d'essai et aux limites à établir sur la teneur en particules grossières.

En général, les propriétés granulométriques d'un matériau comme les cendres volantes peuvent être mesurées au moyen de l'un des trois types d'essais suivants :

— tamisage par voie humide;

— tamisage par voie sèche;

— perméabilité à l'air.

Les normes de l'Australie, du Canada, de la Grande-Bretagne, des États-Unis et de la Turquie prescrivent l'utilisation de méthodes de tamisage par voie humide afin de déterminer le refus d'un ou de plusieurs tamis dont les mailles ont une grosseur donnée.

En Turquie et en Australie, les normes prévoient l'utilisation de deux tamis. Les autres normes se limitent à la détermination du refus d'un tamis de 45 μm.

Bien qu'elles soient pratiques en ce qu'elles n'exigent pas un matériel coûteux, les techniques de tamisage par voie humide peuvent engendrer des données erronées lorsque les cendres renferment une grande quantité de matériaux solubles à l'eau ou d'éléments qui réagissent avec l'eau. Il faut donc prendre ce facteur en considération lorsqu'on envisage le tamisage par voie humide de cendres volantes riches en calcium.

La méthode de tamisage par voie sèche au moyen de l'appareil Alpine Air-Jet constitue une technique simple, mais plus coûteuse, qui permet d'éviter leseffets de l'eau. Malhotra et Zoldners (222) ont fait état de détails relatifs à cette méthode et ils ont établi une comparaison avec les méthodes traditionnelles visant à déterminer la finesse du ciment. Par ailleurs, Berry et Hemmings (223) ont comparé directement les techniques de tamisage par voie humide et par voie sèche de dix types différents de cendres volantes. Ils ont observé que la corrélation entre la finesse déterminée à l'aide du tamis Alpine Air-Jet et de la technique de tamisage par voie humide (norme C 430 de l'ASTM) était excellente, mais que le tamisage par voie humide donnait toujours sur un tamis de 45 μm des refus supérieurs à ceux du tamisage par voie sèche. Au Canada, la méthode Alpine Air-Jet est à l'heure actuelle couramment employée par Ontario Hydro pour soumettre la finesse des cendres à un contrôle de la qualité.

Bien qu'elle soit souvent utilisée, la détermination de la surface spécifique en fonction de la perméabilité à l'air constitue une démarche beaucoup moins satisfaisante aux fins de contrôle de la finesse. Cette démarche est moins valable pour plusieurs raisons :

— La surface spécifique ne constitue pas une propriété physique définissable pour des particules fines, à moins qu'elle ne soit liée à la méthode de mesure.

— Les méthodes de détermination reposant sur la perméabilité à l'air, telles que celles qui sont utilisées pour les ciments portland, ne peuvent être appliquées à la plupart des cendres volantes.

— Il n'existe aucun lien évident entre la surface de réaction déterminée selon les méthodes les plus courantes et l'accroissement de la résistance dans les bétons aux cendres volantes.

Corrélation entre la masse et le volume : Pour des raisons pratiques, il est nécessaire de connaître le volume approximatif occupé par une masse donnée de cendres volantes. Comme la plupart des cendres volantes contiennent des particules vides, aucune des méthodes de déplacement utilisée mesure la densité réelle des particules. La propriété ainsi déterminée correspond d'ordinaire à une forme ou à une autre de densité apparente.

Exigences en matière de rendement

De façon idéale, les prescriptions visant des matériaux comme les cendres volantes devraient reposer sur l'évaluation du rendement. Malheureusement, les qualités liées au rendement qui sont le plus souvent nécessaires se trouvent parmi les aspects les moins sûrs des prescriptions régissant l'utilisation de cendres volantes.

Les exigences prescrites le plus souvent témoignent d'un effort visant à déterminer l'effet pouzzolanique des cendres volantes et leur effet sur les besoins en eau, leurs possibilités quant à la réactivité aux alcalis ainsi que leur effet sur la résistance à la désagrégation et sur le retrait. De ce nombre, la détermination de la réactivité aux alcalis, de la résistance à la désagrégation et du retrait se fait d'ordinaire selon la démarche établie dans les prescriptions correspondantes régissant les propriétés des ciments.

L'effet pouzzolanique constitue la propriété des cendres volantes la plus difficile à définir et à déterminer, en grande partie parce qu'elle est mal comprise. L'effet pouzzolanique met en jeu la réaction d'un silicate alumineux avec de l'hydroxyde de calcium qui forme des liants. Cet effet est d'ordinaire déterminé au moyen d'un ou de plusieurs des types d'essais suivants :

— détermination de la résistance relative du mortier aux cendres volantes et du mortier témoin après une cure de 28 jours;

— détermination de la résistance relative du mortier aux cendres volantes et du mortier témoin avec une cure de 7 jours dans des conditions accélérées;

— détermination de la résistance de mortiers aux cendres volantes et à la chaux après une cure de 27 jours.

En général, on convient que ces essais constituent un moyen inadéquat de prévoir le rendement des cendres volantes dans le béton. Ce caractère inadéquat découle en grande partie du fait que la résistance d'un composite lié n'est pas déterminée uniquement par la mesure dans laquelle s'y sont formés les liants. D'autres éléments entrent en jeu et on ne peut en tenir compte dans les méthodes d'essais ordinaires.

Si les essais actuels ont quelque mérite, c'est de constituer un moyen de repérer des variations considérables dans la réactivité de cendres volantes provenant d'une source qui a été démontrée utile dans le cadre d'essais directs portant sur des mélanges de béton.

En résumé, bien que la plupart des prescriptions établies dans les normes se révèlent appropriées en ce qui a trait au contrôle de la qualité des cendres volantes en général, elles continuent de limiter les propriétés et de commander le recours à des essais dont on sait maintenant qu'ils sont sans rapport avec le comportement des cendres volantes dans le béton. Par ailleurs, les propriétés qui y sont associées ne sont pas toujours prises en considération (par exemple, on ne tient aucun compte de la granulométrie des cendres dans la norme de l'URSS) et des essais utiles ou plus appropriés ne sont pas toujours exigés (par exemple, le recours à la perte au feu plutôt que la détermination du carbone).

Butler (224) a mis en doute le principe même de la prescription de l'ASTM visant les cendres volantes en fonction d'éléments qui permettent d'établir un lien avec d'autres normes nationales.

En bref, il préconise que les essais prescrits portant sur les cendres volantes satisfassent aux trois exigences que voici :

— assurer que les cendres n'ont aucun effet nocif sur les propriétés souhaitables du béton;

— indiquer le rendement possible des cendres volantes dans le béton;

— contrôler les propriétés essentielles afin d'assurer l'uniformité.

Les deux premières exigences commandent que les cendres provenant d'une nouvelle source fassent l'objet d'un examen exhaustif avant d'être mises en marché et que des essais périodiques d'assurance de la qualité soient effectués de manière à garantir que les cendres d'une provenance donnée demeurent appropriées aux fins d'utilisation dans le béton. Aucune de ces activités n'exige que les essais soient effectués à la livraison de chaque lot de cendres.

La troisième exigence porte sur la nécessité que représente le contrôle de la qualité et commande que certains essais courants soient effectués sur les divers lots de cendres volantes.

BIBLIOGRAPHIE

1. Berry, E.E., et Malhotra, V.M. "Fly Ash in Concrete" Publication SP85-3, CANMET, Energy, Mines and Resources Canada, February, 1986. 178 pp.

2. Davis, R.E.; Carlson, R.W.; Kelly, J.W.; et Davis, H.E. "Properties of cements and concretes containing fly ash"; *ACI Journal* 33:577-612; 1937.

3. Manz, O.E. "United Nations economic commission for Europe"; *Report* EP/SEM.7/R. 51; 1980.

4. Idorn, G.M. "Use of fly ash in cement and concrete"; *Workshop Proceedings: Research and Development Needs for Use of Fly Ash in Cement and Concrete*; Palo Alto, Calif.; March 3-5, 1982; Electric Power Research Institute Report, CS-2616-SR; Sept. 1982.

5. Canadian Standards Association, CAN3-A23.5-M82. "Supplementary cementing materials and their use in concrete construction"; 1982.

6. ASTM C618-78. "Specification for fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in portland cement concrete"; 1978.

7. Berry, E.E., and Malhotra, V.M. "Fly ash for use in concrete Part II — A critical review of the effects of fly ash on the properties of concrete"; *Report* 78-16; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; 1978.

8. *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement*; Paris; 1980; Éditions Septima; Paris.

9. *Proceedings, Sixth International Symposium on Fly Ash Utilization*; Reno, Nevada; March 1982; National Ash Association; Washington, D.C.; 1982; DOE/METC/82-52; July 1982.

10. *Workshop Proceedings: Research and Development Needs for Use of Fly Ash in Cement and Concrete*; Palo Alto, Calif.; March 3-5, 1982; Electric Power Research Institute Report, CS-2616-SR; 302; Sept. 1982.

11. *Proceedings, Symposium on Fly Ash Incorporation in Hydrated Cement Systems*; Editor, Sidney Diamond; Materials Research Society; Boston; 1981.

12. *Proceedings, Fifth International Symposium on Concrete Technology*; Nuevo Leon, Mexico; March 1981; Dept. of Civil Engineering, University of Nuevo Leon; Monterrey, Mexico; 1981.

13. International Conference on Slags and Blended Cements; Mons, Belgium; September 1981; Selected papers published in *Silicates Industriels;* Belgium.

14. *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14–16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; Dept. of Civil Engineering, University of Leeds; England; 1982.

15. *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; 1983.

16. Abdun-Nur, E.A. "Fly ash in concrete, an evaluation"; *Highways Research Bulletin* 284; 1961.

17. Jarriage, A. *Les cendres volantes*; Éditions Eyrolles; Paris; 1971.

18. Snyder, M.J. "A critical review of the technical information on the utilization of fly ash"; *Edison Electric Institute Report*; pp. 62–902; 1962.

19. Kokubu, M. "Fly ash and fly ash cement"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement*; Tokyo; Oct. 7–11, 1968; IV-2:75-105; 1969.

20. Rosner, J.C., and Hamm, M.K. "Utilization of waste boiler ash in highway construction in Arizona"; *Report* 76–25; Arizona Department of Transport; 1976.

21. Washa, G.W., and Withey, N.H. "Strength and durability of concrete containing Chicago fly ash"; *ACI Journal* 49:701–712; 1953.

22. Price, G.C. "Investigation of concrete materials for the South Saskatchewan River Dam"; *Proceedings, ASTM*; 61:1155–1179; 1961.

23. Lovewell, C.E., and Washa, G.W. "Proportioning concrete mixtures using fly ash"; *ACI Journal* 54:1093–1102; 1958.

24. Abrams, D.A. "Design of concrete mixtures"; *Bulletin* No. 1; Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute; Chicago; 1918.

25. Smith, I.A. "The design of fly-ash concretes"; *Proceedings, Institution of Civil Engineers (London)*; 36:769-90; 1967.

26. Miles, M.H. "The performance of rationally designed PFA concrete"; *Research and Development Note* No. 87; Central Electricity Generating Board, South Western Region; London; May 1964.

27. Munday, J.G.L.; Ong, L.T.; and Dhir, R.K. "Mix proportioning of concrete with PFA: A critical review"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 267-288; 1983.

28. Dhir, R.K.; Apte, A.G.; and Munday, J.G.L. "Effect of in-source variability of pulverized fuel ash upon the strength of OPC/PFA concrete"; *Magazine Concrete Research* 33:199-207; 1981.

29. Dhir, R.K.; Darfour, E.S.; and Munday, J.G.L. "Strength characteristics of concrete containing PFA additive"; *Silicates Industriels* 44:23-29; Jan. 1979.

30. Munday, J.G.L., and Dhir, R.K. "Mix design for corresponding strength with pulverized fuel ash as a partial cement replacement"; *Proceedings, International Conference on Materials of Construction for Developing Countries*; Bangkok; Aug. 1978; pp. 263-273.

31. Munday, J.G.L.; Ong, L.T.; Wong, L.B.; and Dhir, R.K. "Load-independent movements in OPC/PFA concrete"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14-16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R.Cusens; pp. 243-255; 1982.

32. Cannon, R.W. "Proportioning fly ash concrete mixes for strength and economy"; *ACI Journal* 65:969-979; 1968.

33. Rosner, J.C. "Let's design fly ash concretes: not compare them"; *Proceedings, Fourth International Ash Utilization Symposium*; St.Louis; Mar. 24-25, 1976; ERDA MERC/SP-76/4; pp. 560-572; 1976.

34. Ghosh, R.S. "Proportioning concrete mixes incorporating fly ash"; *Canadian Journal of Civil Engineering* 3:68-82; 1976.

35. Popovics, S. "Strength relationships for fly ash concrete"; *ACI Journal* 79:43-49; 1982.

36. ACI Committee 211.1-81. "Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete"; *ACI Manual of Concrete Practice* 211:1-81; 1984.

37. ACI Committee 212, ACI212.1R-81. "Admixtures for concrete"; American Concrete Institute; Detroit; 1981.

38. Carette, G.G., and Malhotra, V.M. "Characterization of Canadian fly ashes and their performance in concrete"; *Division Report*, MRP/MSL 84-137 (OP&J); CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; 1984.

39. Montgomery, D.G.; Hughes, D.C.; and Williams, R.T.Z. "Fly ash in concrete — A microstructure study"; *Cement and Concrete Research* 11:4:591-603; 1981.

40. Lane, R.O., and Best, J.F. "Properties and use of fly ash in portland cement concrete"; *Concrete International* 4:81-92; July 1982.

41. Mailvaganam, N.P.; Bhagrath, R.S.; and Shaw, K.L. "Effects of admixtures on portland cement concretes incorporating blast furnace slag and fly ash"; *Proceedings, First International Conference on The Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M.Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 519-537; 1983.

42. Dodson, V.H. "The effect of fly ash on the setting time of concrete — chemical or physical"; *Proceedings, Symposium on Fly Ash Incorporation in Hydrated Cement Systems*; Editor, Sidney Diamond; Materials Research Society; Boston; pp. 166-171; 1981.

43. Ramakrishnan, V.; Coyle, W.V.; Brown, J.; Tlustus, A.; and Venkataramanujam, P. "Performance characteristics of concretes containing fly ash"; *Proceedings, Symposium on Fly Ash Incorporation in Hydrated Cement Systems*; Editor, Sidney Diamond; Materials Research Society; Boston; pp. 233-243; 1981.

44. Owens, P.L. "Fly ash and its usage in concrete"; *Journal, Concrete Society (England)* 13:7:21-26; 1979.

45. Pasko, T.J., and Larson, T.D. "Some statistical analysis of the strength and durability of fly ash concrete"; *Proceedings ASTM*, 62:1054-1067; 1962.

46. Compton, F.R., and MacInnis, C. "Field trial of fly ash concrete"; *Ontario Hydro Research News*; 18-21; Jan.-Mar. 1952.

47. Brown, J.H. "The strength and workability of concrete with PFA substitution"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14–16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 151–161; 1982.

48. Brink, R.H., and Halstead, W.J. "Studies relating to the testing of fly ash for use in concrete"; *Proc ASTM*; 56:1161–1206; 1956.

49. Welsh, G.B., and Burton, J.R. "Sydney fly ash in concrete"; *Commonwealth Engineer (Australia)* 62–67; Jan. 1, 1958.

50. Rehsi, S.S. "Studies on Indian fly ashes and their use in structural concrete"; *Proceedings, Third International Ash Utilization Symposium*; Pittsburg; March 13–14, 1973; Information Circular IC 8640; U.S. Bureau of Mines; pp. 231–245; 1973.

51. Tattersall, G.H. "The workability of fresh concrete"; *Viewpoint Publication* 11.008:40–107; Cement and Concrete Association; 1976.

52. Tattersall, G.H., and Banfill, P.F.G. *The Rheology of Fresh Concrete*; Pitman; London; 1983.

53. Ellis, C. "Some aspects of PFA in concrete"; M. Phil. Thesis, Sheffield City Polytechnic; 1977.

54. Hobbs, D.W. "Influence of fly ash upon the workability and early strength of concrete"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 289–306; 1983.

55. Ivanhov, Ya., and Zacharieva, S. "Influence of Fly Ash on the Rheology of Cement Pastes"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement*; Paris; 1980; III:VI/103–107; Editions Septima; Paris.

56. Brown, J.H. "The effect of two different pulverized-fuel ashes upon the workability and strength of concrete"; *Technical Report* 536; Cement and Concrete Association (U.K.); Publ. 42.536; 1980.

57. Ivanhov, Ya., and Zacharieva, S. "Influence of fly ash on rheology of fresh concrete"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14–16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 133–141; 1982.

58. Central Electricity Generating Board. *PFA Data Book*; London; 1967.

59. Copeland, B.G.T. "PFA concrete for hydraulic tunnels and shafts, Dinorwick pumped storage scheme — case history"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14–16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R.Cusens; pp. 323–343; 1982.

60. Johnson, B.D.G. "The use of fly ash in Cape Town RMC operations"; *Proceedings, Fifth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*; Cape Town, South Africa; March 30–April 3, 1981; Paper S252/33.

61. Philleo, R.E. "Fly ash in mass concrete"; *Proceedings, First International Symposium on Fly Ash Utilization*; Pittsburg; March 14–16, 1967; *Information Circular* IC 8348; U.S. Bureau of Mines; pp. 60–79; 1967.

62. Elfert, R.J. "Bureau of Reclamation experiences with fly ash and other pozzolans in concrete"; *Proceedings, Third International Ash Utilization Symposium*; Pittsburg; March 13–14, 1973; *Information Circular* IC 8640; U.S. Bureau of Mines; pp. 80–93; 1973.

63. Mass, G. "Proportioning mass concrete and incorporating pozzolans using ACI 211.1"; Concrete International 4:48–55; Aug. 1982.

64. Williams, J.T., and Owens, P.L. "The implications of a selected grade of United Kingdom pulverized fuel ash on the engineering design and use in structural concrete"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14–16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 301–313; 1982.

65. Bamforth, P.B. "In situ measurement of the effect of partial portland cement replacement using either fly ash or ground granulated blast furnace slag on the performance of mass concrete"; *Proceedings, Institution of Civil Engineers*; 69:777–800; 1980.

66. Crow, R.D., and Dunstan, E.R. "Properties of fly ash concrete"; *Proceedings, Symposium on Fly Ash Incorporation in Hydrated Cement Systems*; Editor, Sidney Diamond; Materials Research Society; Boston; pp. 214–225; 1981.

67. Korac, V., and Ukraincik, V. "Studies into the use of fly ash in concrete for water dam structures"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 173–185; 1983.

68. Larson, T.D. "Effect of substitutions of fly ash for portland cement in air-entrained concrete"; *Proceedings, 32nd Annual Meeting Highway Research Board*; 328–335; 1953.

69. Larson, T.D. "Air entrainment and durability aspects of fly ash concrete"; *Proceedings, ASTM*; 64:866–886; 1964.

70. ACI Committee 201. "Durability of concrete in service, Chapt. I, freezing and thawing"; *ACI Journal* 59:1771–1784; 1962.

71. Bloem, D.L. "Effect of fly ash in concrete"; *Bulletin* 48; National Ready Mixed Concrete Association; 1954.

72. Campbell, L. "Aggregate and fly ash concrete for Barkley Lock"; *Proceedings, American Society of Civil Engineers*; 87:1–16; 1961.

73. Grieb, W.E., and Woolf, D.O. "Concrete containing fly ash as a replacement for portland blast-furnace slag cement"; *Proceedings, ASTM*; 61:1143–1153; 1961.

74. ASTM Committee III-H. "Co-operative tests of fly ash as an admixture in portland cement concrete"; *Proceedings, ASTM*; 62-314–348; 1962.

75. Perenchio, W.F., and Klieger, P. "Further laboratory studies of portland-pozzolan cements"; *PCA Research and Development Bulletin* RD041-01T; Portland Cement Association; Skokie, Ill; 1976.

76. Gebler, S., and Klieger, P. "Effect of fly ash on the air-void stability of concrete"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M.Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 103–142; 1983.

77. Whiting, D., and Stark, D. "Control of air content in concrete"; *NCHRP Report* 258; Transportation Research Board; May 1983.

78. Skrastins, J.I., and Zoldners, N.G. "Ready-mixed concrete incorporating condensed silica fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 813–829; 1983.

79. Malhotra, V.M. "Strength and durability characteristics of concrete incorporating a pelletized blast furnace slag"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 813–829; 1983.

79. Malhotra, V.M. "Strength and durability characteristics of concrete incorporating a pelletized blast furnace slag"; *Proceedings, First International Conference on The Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 891–921; 1983.

80. Malhotra, V.M., and Carette, G.G. "Performance of concrete incorporating limestone dust as a partial replacement for sand"; Report 83-41; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; 1983.

81. Virtanen, J. "Freeze-thaw resistance of concrete containing blast-furnace slag, fly ash or condensed silica fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 923–942; 1983.

82. Burns, J.S.; Guarnaschelli, C.; and McAskill, N. "Controlling the effect of carbon in fly ash on air entrainment"; *Proceedings, Sixth International Symposium on Fly Ash Utilization*; Reno, Nevada; March 1982; pp. 294–313; DOE/METC/82-52.

83. Yuan, R.L., and Cook, J.E. "Study of a class C fly ash concrete"; *Proceedings, First International Conference on The Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 307–319; 1983.

84. Raba, F. Jr.; Smith, S.L.; and Mearing, M. "Subbituminous fly ash utilization in concrete"; *Proceedings, Symposium on Fly Ash Incorporation in Hydrated Cement Systems*; Editor, Sidney Diamond; Materials Research Society; Boston; pp. 296–306; 1981.

85. Lamond, J.F. "Twenty-five years' experience using fly ash in concrete"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 47–69; 1983.

86. Wesche, K., and vom Berg, W. "Properties of fly ash used in Germany"; *Proceedings, Symposium on Fly Ash Incorporation in Hydrated Cement Systems*; Editor, Sidney Diamond; Materials Research Society; Boston; pp. 45-53; 1981.

87. Joshi, R.C. "Effect of coarse fraction (+ #325) of fly ash on concrete properties"; *Proceedings, Sixth International Symposium on Fly Ash Utilization*; Reno, Nevada; March 1982; pp. 77-85.

88. Ravina, D. "Production and collection of fly ash for use in concrete"; *Proceedings, Symposium on Fly Ash Incorporation in Hydrated Cement Systems*; Editor, Sidney Diamond; Materials Research Society; Boston; 2-11; 1981.

89. Monk, M. "Portland-pfa cement: a comparison between intergrinding and blending"; *Magazine of Concrete Research* 35:131-141; 1983.

90. Clifton, J.R.; Brown, P.W.; and Frohnsdorff, G. "Reactivity of fly ash with cement"; *Cement Research Progress*; American Ceramic Society; Columbus, Ohio; Chapter 15, pp. 321-341; 1977.

91. Mehta, P.K. "Testing and correlation of fly ash properties with respect to pozzolanic behaviour"; *Electric Power Research Institute Report* CS-3314; Final Report Project 1260-26; Jan. 1984.

92. Dalziel, J.A. "The effect of different portland cements upon the pozzolanicity of pulverized-fuel ashes and the strength of blended cement mortars"; *Technical Report* 555; Cement and Concrete Association (England); March 1983.

93. Mehta, P.K. "Pozzolanic and cementitious byproducts as mineral admixtures for concrete — A critical review"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 1-46; 1983.

94. Neville, A.M. *Properties of Concrete* (2nd ed.); John Wiley; New York; p. 382; 1973.

95. Kobayashi, M. "Utilization of fly ash and its problems in use in Japan"; *Japan-U.S. Science Seminar*; San Francisco; Sept. 10-13, 1979; pp. 61-69; 1979.

96. Kokubu, M.; Miura, I.; Takano, S.; and Sugiki, R. "Effect of temperature and humidity during curing on strength of concrete containing fly ash"; *Transactions Japan Society of Civil Engineers*; Dec. 1-10, 1960; No. 7L, Extra Papers (4-3).

97. Ravina, D. "Efficient utilization of coarse and fine fly ash in precast concrete by incorporating thermal curing"; *ACI Journal* 78:3:194-200; 1981.

98. Davis, R.E. "Pozzolanic materials and their use in concrete"; *Proceedings, Symposium on Use of Pozzolanic Materials in Mortars and Concretes*; ASTM; Special Pub. 99; 1949.

99. U.S. Bureau of Reclamation. "Concrete mix investigations for Canyon Ferry Dam"; *Report* C-656; 1953.

100. U.S. Bureau of Reclamation. "Progress Report-Investigation of the properties of concrete for use in the design and construction of Yellowtail Dam"; *Report* C-705; Concrete Laboratory; 1953.

101. U.S. Bureau of Reclamation. "Laboratory and field investigations of concrete for Hungry Horse Dam"; *Report* C-699; Concrete Laboratory; 1953.

102. Ghosh, R.S., and Timusk, J. "Creep of fly ash concrete"; *ACI Journal* 78:5:351-357; 1981.

103. Nasser, K.W., and Marzouk, H.M. "Properties of concrete made with sulphate resisting cement and fly ash"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 383-395; 1983.

104. Lohtia, R.P.; Nautiyal, B.D.; and Jain, O.P. "Creep of fly ash concrete"; *ACI Journal* 73:469-472; 1976.

105. Gifford, P.M., and Ward, M.A. "Results of laboratory tests on lean mass concrete utilizing PFA to a high level of cement replacement"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14-16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 221-230; 1982.

106. Yuan, R.L., and Cook, J.E. "Time-dependent deformation of high strength fly ash concrete"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14-16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 255-261; 1982.

107. Munday, J.G.L.; Ong, L.T.; Wong, L.B.; and Dhir, R.K. "Load-independent movements in OPC/PFA concrete"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14-16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R.Cusens; pp. 243-261; 1982.

108. Wolsiefer, J. "Ultra high strength field placeable concrete in the range 10,000 to 18,000 psi (69–124 MPa)"; *Paper* presented at ACI Ann. Convention; Atlanta, Georgia; Jan. 19–23, 1982.

109. Blick, R.L.; Petersen, C.F.; and Winter, M.E. "Proportioning and controlling high strength concrete"; *ACI Special Publication*; SP46-9:141–163; 1974.

110. Saucier, K.L. "High-strength concrete, past, present, future"; *Concrete International* 2:46–50; June 1980.

111. Bickley, J.A., and Payne, J.C. "High-strength cast-in-place concrete in major structures in Ontario"; *Paper* presented at ACI Ann. Convention; Milwaukee; March 1979.

112. Cook, J.E. "Research and application of high-strength concrete using Class C fly ash"; *Concrete International* 4:72–80; July 1982.

113. Raphael, J.M. "The optimum gravity dam"; *Rapid Construction of Concrete Dams*; ASCE; New York; pp. 221–247; 1971.

114. Cannon, R.W. "Concrete dam construction using earth compaction methods"; *Economical Construction of Concrete Dams*; ASCE; New York; pp. 143–152; 1972.

115. Dunstan, M.R.H. "Development of high fly ash content in concrete"; *Proceedings, Institution of Civil Engineers (London)*, Part 1; 74:495–513; 1983.

116. Saucier, K.L. "Use of fly ash in no-slump roller compacted concrete"; *Proceedings, Sixth International Symposium on Fly Ash Utilization*; Reno, Nevada; March 1982; pp. 282–293.

117. ACI Committee. "Roller compacted concrete", *ACI Journal* 77:4:215–236; Report No. ACI 207.5R-80); 1980.

118. Dunstan, M.R.H. "The use of high fly ash content concrete in roads"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14–16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 277–289; 1982.

119. Oliverson, J.E., and Richardson, A.T. "Upper Stillwater Dam, design and construction concepts"; *Concrete International* 6:20–28; May 1984.

120. Anderson, F.A. "RCC does more"; *Concrete International* 6:35–37; May 1984.

121. Joshi, R.C., and Natt, G.S. "Roller compacted high fly ash concrete (Geocrete)"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 347-366; 1983.

122. Sherwook, P.T., and Potter, J.F. "The use of fly ash in lean concrete roadbases"; *Silicates Industriels*, 9:197-203; 1982.

123. Uchikawa, H.; Uchida, S.; and Ogawa, K. "Influence of superplasticizer on the hydration of fly ash cement"; *Silicates Industriels*, 4-5:99-106; 1983.

124. Nagataki, S.; Sakai, E.; and Takeuchi, T. "The fluidity of fly ash-cement paste with superplasticizer"; *Paper* presented at the research session, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983.

125. Uchikawa, H.; Uchida, S.; and Ogawa, K. "Influence of the properties of fly ash on the fluidity and structure of fly ash cement paste"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete*; University of Leeds, England; April 14-16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 83-95; 1982.

126. Tynes, W.O. "Fly ash and water reducing admixtures for articulated concrete mattress"; *Miscellaneous Paper* 6-473; U.S. Army Corps of Engineers; Waterworks Experiment Station; Vicksburg, Mississippi; 1982.

127. Lovewell, C.E., and Hyland, E.J. "Effects of combining two or more admixtures in concrete"; Ctte. A2-E5, Highway Research Board 50th Annual Meeting; Washington, D.C.; Jan. 1971.

128. Samarin, A., and Ryan, W.G.J. "Experience in use of admixtures in concrete containing cement and fly ash"; *Workshop* on the Use of Chemical Admixtures in Concrete; University of New South Wales; Sydney, Australia; December 1975; p. 91-112.

129. Malhotra, V.M. "Performance of superplasticized lightweight concretes"; *Report* MRP/MSL 79-131(J); CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; p. 22; Sept. 1979.

130. Lane, R.O., and Best, J.F. "Laboratory studies on the effects of superplasticizers on the engineering properties of plain and fly ash concretes"; *Proceedings, International Symposium on Superplasticizers in Concrete*; Ottawa; May 29-31, 1978; Editors, V.M. Malhotra, E.E.Berry, and T.L. Wheat; CANMET, Ottawa; pp. 379-402; 1978.

131. Eriksen, K., and Nepper-Christensen, P. "Experiences in the use of superplasticizers in some special fly ash concretes"; in *Developments in the Use of Superplasticizers*; Editor, V.M. Malhotra; ACI SP-68; pp.1-20; 1981.

132. Brooks, J.J.; Wainwright, P.J.; and Cripwell, J.B. "Time-dependent properties of concrete containing pulverized fuel ash and superplasticizer"; *Proceedings, International Symposium on the Use of PFA in Concrete; University of Leeds, England*; April 14-16, 1982; Editors, J.A. Cabrera and A.R. Cusens; pp. 209-221; 1982.

133. Swamy, R.N.; Ali, S.A.R.; and Theodorakopoulos, D.D. "Early strength fly ash concrete for structural applications"; *ACI Journal* 80:5:414-423; 1983.

134. Mukherjee, P.K.; Loughborough, M.T.; and Malhotra, V.M. "Development of high-strength concrete incorporating a large percentage of fly ash and superplasticizers"; *ASTM Cement, Concrete and Aggregate* 4:81-86; 1983.

135. Malhotra, V.M. "Mechanical properties and durability of superplasticized semi-lightweight concrete"; in *Developments in the Use of Superplasticizers*; Editor, V.M. Malhotra; ACI SP-68; pp. 283-305; 1981.

136. Ryan, W.G.J., and Munn, R.L. "Some recent experiences in Australia with superplasticizing admixtures"; *Proceedings, International Symposium on Superplasticizers in Concrete*; Ottawa; May 29-31, 1978; pp. 279-293; 1978; ACI SP-62; pp. 123-136; 1979.

137. Fouilloux, P. French Patent 1,036,771; 1953.

138. Kobayashi, K. "Blended cement"; *Semento Gijutsu Nempo* 20:149; 1966.

139. Kobayashi, K. "Blended cement containing slag and fly ash"; *Semento Konkurito* 210:19-25; 1964.

140. Kobayashi, K. Japan Patent 72 45,925; 1972.

141. De Luxan Baquero, M. "Portland cement-based compositions with three components"; *Cem-Hormigon* 44:1155-61, 1064-70; 1973.

142. Schweite, H.E.; Ludwig, U.; and Otto, P. "Effect of pozzolana addition to blast furnace slag cements"; Epitoanyag 20:173-9; 1968.

143. Tolochkova, M.G.; Berezovoi, V.F.; Alimova, N.V.; Nikulina, L.E.; and Pedchenko, V.I. "Partial replacement of slag with ash from a heat and electric power plant"; *Tsement* 7:19-20; 1971.

144. Klieger, P., and Isberner, I.W. "Laboratory studies of blended cements; portland blast furnace slag cements"; *Journal PCA Research and Development Laboratories* 9:2-22; 1967.

145. Berry, E.E. "Strength development of some blended cement mortars"; *Cement and Concrete Research* 10:1-11; 1980.

146. Samarin, A.; Munn, R.L.; and Ashby, J.B. "The use of fly ash in concrete — Australian experience"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 143-172; 1983.

147. Carette, G.G., and Malhotra, V.M. "Early-age Strength Development of Concrete Incorporating Fly and Silica Fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 765-784; 1983.

148. Mehta, P.K., and Gjorv, O.E. "Properties of cement concrete containing fly ash and condensed silica fume"; *Cement and Concrete Research* 12:587-596; 1982.

149. Davis, R.E. "Pozzolanic materials — with special reference to their use in concrete pipe"; *Technical Memo*; American Concrete Pipe Association; 1954.

150. Kanitakis, I.M. "Permeability of concrete containing pulverized fuel ash"; *Proceedings, Fifth International Symposium on Concrete Technology*; Nuevo Leon, Mexico; March 1981; Dept. of Civil Engineering, University of Nuevo Leon; Monterrey, Mexico; pp. 311-322.

151. Manmohan, D., and Mehta, P.K. "Influence of pozzolanic, slag and chemical admixtures on pore size distribution and permeability of hardened cement pastes"; *ASTM Cement, Concrete and Aggregate* 3:63-67; 1981.

152. Browne, R.D. "Mechanisms of corrosion of steel in concrete in relation to design, inspection and repair of offshore and coastal structures"; in *Performance of Concrete in Marine Environment*; ACI Special Publication SP-65; pp. 169-204; 1980.

153. Barrer, R.M. *Diffusion in and through Solids*; Cambridge Univ. Press; Cambridge, England; 1951.

154. Short, N.R., and Page, C.L. "The diffusion of chloride ions through portland and blended cement pastes"; *Silicates Industriels* 10:237-240; 1982.

155. Kasai, Y.; Matsui, I.; Fukushima, U.; and Kamohara, H. "Air permeability and carbonation of blended cement mortars"; *Proceedings, First International Conference on The Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 435-451; 1983.

156. Abe, H.; Nagataki, S.; and Tsukayama, R. Written discussion on Ref. 19; *Proceedings, Fifth International Symposium Chemistry of Cement*; Tokyo; Oct. 7-11; pp. 105-111; 1968.

157. Hamada, M. "Neutralization (carbonation) of concrete and corrosion of reinforcing steel"; *Proceedings, Fifth International Symposium Chemistry of Cement*; Tokyo; Oct. 7-11, 1968; III-3:343-369; 1969.

158. Meyer, A. "Investigation on the carbonation of concrete"; *Proceedings, Fifth International Symposium Chemistry of Cement*; Tokyo; Oct. 7-11, 1968; III-52:394-401; 1969.

159. Kokubu, M., and Nagataki, S. "Carbonation of concrete correlating with the corrosion of reinforcement in fly ash concrete"; *Proceedings, Symp on Durability of Concrete*; RILEM, Final Report; Part II, D71-79; 1969.

160. Schubert, P., and vom Berg, W. "Coal ash with test mark as an additive for concrete in accordance with DIN 1045"; Betonwerk and Technik 11:692-696; 1979.

161. Tsukayama, R.; Nagataki, S.; and Abe, H. "Long term experiments on the neutralization of concrete mixed with fly ash and the corrosion of reinforcement"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement*; VII-ISCC; Paris; 1980.

162. Gebauer, J. "Some observations on the carbonation of fly ash concrete"; *Silicates Industriels* 6:155-159; 1982.

163. Ho, D.W.S., and Lewis, R.K. "Carbonation of concrete incorporating fly ash or a chemical admixture"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 333-346; 1983.

164. Buttler, F.G.; Decter, M.H.; and Smith, G.R. "Studies on the dessication and carbonation of systems containing portland cement and fly ash"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 367-381; 1983.

165. Sturrup, V.R.; Hooton, R.D.; and Clendenning, T.G. "Durability of fly ash concrete"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31-August 5, 1983; Editor, V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 71-86; 1983.

166. Clendenning, T.G., and Durie, N.D. "Properties and use of fly ash from a steam plant operating under variable load"; *Proceedings, ASTM*; 62:1019-1040; 1962.

167. Sturrup, V.R., and Clendenning, T.G. "The evaluation of concrete by outdoor exposure"; *Highway Research Board Record*; HRR268:48-61; 1969.

168. Brown, P.W.; Clifton, J.R.; Frohnsdorff, G.; and Berger, R.L. "Limitations to fly ash use in blended cements"; *Proceedings, Fourth International Ash Utilization Symposium*; St. Louis; Mar. 24-25, 1976; ERDA MERC/SP-76/4; 518-529; 1976.

169. Nasser, K.W., and Lhotia, R.P. "Mass concrete properties at high temperatures"; *ACI Journal* 68:3:180-186; 1971.

170. Nasser, K.W., and Lhotia, R.P. "Mass concrete properties at high temperatures"; *ACI Journal* 68:4:276-281; 1971.

171. Nasser, K.W., and Marzouk, H.M. "Properties of mass concrete containing fly ash at high temperatures"; *ACI Journal* 76:4:537-550; 1979.

172. Carette, G.C.; Painter, K.E.; and Malhotra, V.M. "Sustained high temperature effect on concretes made with normal portland cement, normal portland cement and slag, or normal portland cement and fly ash"; *Concrete International* 4:41-51; July 1982.

173. Liu, T.C. "Maintenance and preservation of concrete structures. Report 3, Abrasion-erosion resistance of concrete"; *Technical Report* C-78-4; U.S. Army Waterways Experiment Station; p. 129; July 1980.

174. Biczok, I. *Concrete Corrosion and Concrete Protection*; Hungarian Academy of Sciences; Budapest; 1964.

175. Kovacs, R. "Effect of the hydration products on the properties of fly ash cements"; *Cement and Concrete Research* 5:73-82; 1975.

176. Lea, F.M. *The Chemistry of Cement and Concrete*; Chemical Pub. Co.; New York; 1973.

177. Dikeou, J.T. "Fly ash increases resistance of concrete to sulphate attack"; *Water Resources Technical Publications Research Report* 23; U.S. Bureau of Reclamation; 1970.

178. Kalousek, G.L.; Porter, L.C.; and Benton, E.J. "Concrete for long-time service in sulphate environment"; *Cement and Concrete Research* 2:79-89; 1972.

179. Dunstan, E.R. "Performance of lignite and sub-bituminous fly ash in concrete — a progress report"; *Report* REC-ERC-76-1; U.S. Bureau of Reclamation; 1976.

180. Dunstan, E.R. "A possible method for identifying fly ashes that will improve the sulphate resistance of concretes"; *ASTM Cement, Concrete and Aggregate* 2:20-30; 1980.

181. Pierce, J.S. "Use of fly ash in combating sulphate attack in concrete"; *Proceedings, Sixth International Symposium on Fly Ash Utilization*; Reno, Nevada; March 1982; DOE/METC/82-52; pp. 208-231.

182. U.S. Bur. of Reclamation. *Concrete Manual* (8th ed.); p. 11; 1981.

183. Mather, K. "Current research in sulphate resistance at the Waterways Experiment Station"; *Proceedings of the George Verbeck Symposium on Sulphate Resistance of Concrete*; ACI Special Publication SP-77; pp. 63-74; 1982.

184. Stanton, T.E. "Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate"; *Transactions ASCE* Part 2; 68:85; 1942.

185. Poole, A.B. "Alkali-carbonate reactions in concrete"; *Proceedings, Fifth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*; Cape Town, South Africa; March 30-April 3, 1981; Paper S252/34.

186. Swenson, E.G., and Gillott, J.E. "Characteristics of Kingston carbonate rock reaction"; *Bulletin* 275; Highway Research Board; 1960.

187. Pepper, L., and Mather, B. "Effectiveness of mineral admixtures in preventing excessive expansion of concrete due to alkali-aggregate reaction"; *Proceedings, ASTM*; 59:1178-1202; 1959.

188. Duncan, M.A.G.; Swenson, E.G.; Gillott, J.E.; and Foran, M. "Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia — I. Summary of five year study"; *Cement and Concrete Research* 3:55-69; 1973.

189. Hobbs, D.W. "Expansion due to alkali-silica reaction and the influence pulverized fuel ash"; *Proceedings, Fifth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*; Cape Town, South Africa; March 30-April 3, 1981; Paper S252/30.

190. Hobbs, D.W. "The alkali-silica reaction — a model for predicting expansion in mortar"; *Magazine of Concrete Research* 33:208-220; 1981.

191. Dunstan, E.R. "The effect of fly ash on concrete alkali-aggregate reaction"; *ASTM Cement, Concrete and Aggregate* 3:101-104; 1981.

192. Nixon, P.J., and Gaze, M.E. "The use of granulated blast furnace slag to reduce expansion due to alkali-aggregate reaction"; *Proceedings, Fifth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*; Cape Town, South Africa; March 30-April 3, 1981; Paper S252/31.

193. Oberholster, R.E., and Westra, W.B. "The effectiveness of mineral admixtures in reducing expansion due to alkali-aggregate reaction with Malmesbury group aggregates"; *Proceedings, Fifth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*; Cape Town, South Africa; March 30-April 3, 1981; Paper S252/31.

194. Hobbs, D.W. "Influence of pulverized-fuel ash and granulated blast furnace slag upon expansion caused by the alkali-silica reaction"; *Magazine of Concrete Research* 34:83-93; 1982.

195. Nixon, P.J., and Gaze, M.E. "The effectiveness of fly ashes and granulated blast furnace slags in preventing AAR"; *Proceedings, Sixth International Conference on Alkalies in Concrete*; Copenhagen; June 22-25, 1983; Editors, G.M. Doran and S. Rostan; pp. 61-68.

196. Porter, L.C. "Small proportions of pozzolan may produce detrimental reactive expansion in mortar"; *Report* No. C-113; U.S. Bureau of Reclamation; p. 22; 1964.

197. Hobbs, D.W. "Possible influence of small additions of pfa, gbfs and limestone flour upon expansion caused by the alkali-silica reaction"; *Magazine of Concrete Research* 35:55, 1983.

198. RILEM Tech. Committee 12-CRC. "Corrosion of reinforcement and prestressing tendons — A state of the art report"; *Materials and Structures* 9:187-206; 1974.

199. Anon. "Relationship of fly ash and corrosion"; *ACI Journal* 47:74; 1951.

200. Gilliland, J.L. "Relationship of fly ash and corrosion"; *ACI Journal* 47:397; 1951.

201. Ryan, J.P. "Relationship of fly ash and corrosion"; *ACI Journal* 47:481-484; 1951.

202. Kondo, J.; Takeda, A.; and Hideshima, S. "Effect of admixtures on electrolytic corrosion of steel bars in reinforced concrete"; *Journal Japanese Society of Civil Engineers* 43:1-8; 1958.

203. Paprocki, A. "The inhibitory effect of fly ash with respect to the corrosion of steel in concrete"; *Proceedings, Second International Ash Utilization Symposium*; Pittsburg; Mar. 10-11, 1970; *Information Circular* IC 8488; U.S. Bureau of Mines; 17-23; 1970.

204. Larsen, T.J., and Page, G.C. "Fly ash for structural concrete in aggressive environments"; *Proceedings, Fourth Ash Utilization Symposium*; St. Louis; Mar. 24-25, 1976; ERDA MERC/SP-76/4; 573-587; 1976.

205. Larsen, T.J.; McDaniel, W.H.; Brown, R.P.; and Sosa, J.L. "Corrosion-inhibiting properties of portland and portland pozzolan cement concrete"; *Transportation Research Records*; 613:21-29; 1976.

206. Diamond, S. "Effects of two Danish fly ashes on alkali contents of pore solutions of cement-fly ash pastes"; *Cement and Concrete Research* 11:383-394; 1981.

207. Mather, B. "Concrete in sea water"; *Concrete International* 4:28-34; March 1982.

208. Mehta, P.K. "Durability of concrete in marine environment — A review"; *In Performance of Concrete in Marine Environment*; ACI Special Publication SP-65; pp. 1-20; 1980.

209. Malhotra, V.M.; Carette, G.G.; and Bremner, T.W. "Durability of concrete containing granulated blast furnace slag or fly ash or both in marine environment"; *Report* 80-18E; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; June 1980.

210. Manz, O.E. "Review of American and Foreign Specifications for use of fly ash in portland cement concrete"; *Proceedings, Sixth International Symposium on Fly Ash Utilization*; Reno, Nevada; March 1982; DOE/METC/82-52; pp. 235-245.

211. Rossouw, E., and Kruger, J. "Review of specifications for additions for use in concrete"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada; July 31–August 5, 1983; Editor, V.M.Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 201–220; 1983.

212. Standards Association of Australia. "Fly ash for use in concrete"; AS1129 and 1130-1971.

213. Osterreichisches Normungsinstitut. "Draft specification for fly ash for concrete production"; B33 20–Aug. 1981.

214. Indian Standards Institution. "Standard Specification for burnt clay pozzolans"; IS 1344–1968.

215. Japanese Standards Association. "Fly ash"; JIS A 6201–1977.

216. Korean Industrial Standard. "Fly ash as an admixture in portland cement concrete"; KS L 5405-1964.

217. British Standards Institution. "Pulverized fuel ash for use in concrete"; BS 3892:1965. Draft Revision: "Draft British Standard Specification for pulverized fuel ash for use in concrete"; BS Draft 81-10567.

218. GOST. "Binder Active Mineral Additive". GOST 6269-63.

219. Malhotra, V.M. "The use of fly ash, silica fume, slag and other mineral by-products in concrete"; *International Journal of Development Technology*: 307–315; 1983.

220. Winer, A.A., and Malhotra, V.M. "Evaluation of a rapid test for available alkali determination in fly ashes"; *Report* MRP/MSL 83-10; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; 1983.

221. Cook, J.E. "Fly ash in concrete — Technical considerations"; *Concrete International* 5:51–59; Sept. 1983.

222. Malhotra, V.M., and Zoldners, N.G. "Comparison of the air-jet sieve method for determining the fineness of cement with some ASTM Standard methods", ASTM, STP-473; pp. 98–105; 1970.

223. Berry, E.E., and Hemmings, R.T. "Coal ash in Canada — Volume 2, Laboratory Evaluation of coal ash"; *Final Report* for CEA Contract No. G195; Canadian Electrical Association; Montreal; 1983.

224. Butler, W.B. "A critical look at ASTM C618 and C311"; *Proceedings, Sixth International Symposium on Fly Ash Utilization*; Reno, Nevada; March 1982; pp. 199–210.

CHAPITRE 3

LES FUMÉES DE SILICE CONDENSÉES DANS LA FABRICATION DU BÉTON : UNE ÉTUDE MONDIALE

E.J. Sellevold
Institut norvégien de recherches en construction
Oslo, Norvège

et

T. Nilsen
Elkem a/s Chemicals
Vaagsbygd, Norvège

1. INTRODUCTION

Les fumées de silice condensées (FSC) sont un sous-produit du procédé de fusion utilisé dans la production de métaux siliceux et d'alliages ferrosiliceux. Dans la documentation sur ce sujet, on désigne aussi les FSC par les termes suivants : microsilice, poussière de ferrosilicium, silice de four à arc électrique, poussière de cendres volantes riches en silice, silice amorphe et silice volatilisée. On a même défini les fumées de silice condensées comme étant des «cendres volantes siliceuses à très fins granules». Hormis le terme FSC, microsilice semble être l'appellation la plus couramment utilisée. Bien qu'on ne fasse ici aucune distinction entre les divers types et formes de FSC, tous ceux que l'on a utilisés lors des essais dont traite le présent article proviennent de métaux siliceux ou d'alliages ferrosilicieux contenant plus de 75 % de silicium. Il est également entendu que tous présentent les caractéristiques suivantes :

— une teneur en SiO_2 comprise entre 85 et 98 %;

— une taille moyenne des particules comprise entre 0,1 et 0,2 μm;

— une forme sphérique et un grand nombre d'agglomérats élémentaires;

— une structure amorphe.

Les FSC sont utilisées à l'état *naturel*, densifiées, ou sous forme de coulis mélangées à 50 % d'eau par unité de poids. L'expérience pratique générale ainsi que les essais en laboratoire ont démontré des différences remarquablement minimes dans les propriétés des bétons durcis qui renferment des FSC possédant des caractéristiques différentes ou utilisées sous diverses formes. Ces résultats diffèrent fortement de ceux qui ont été obtenus avec des types différents de cendres volantes. Cependant, le type et la forme des FSC utilisé peuvent influer de façon considérable sur les propriétés du béton frais, en particulier sur ses propriétés rhéologiques. Il n'est pas possible pour l'instant d'établir un lien entre ces écarts et les propriétés physiques ou chimiques particulières des FSC.

La présente étude* a pour objet de décrire les propriétés du béton renfermant des FSC à l'état frais, pendant le durcissement et une fois durci, et elle porte particulièrement sur la durabilité. Elle est fondée sur près de 400 rapports disponibles, dont la majorité sont publiés en norvégien. La plupart de ces rapports contiennent les données de laboratoire d'origine; certains sont des articles de revues spécialisées traitant de sujets

*Présentée en février 1986.

limités. Enfin, quelques-uns portent sur des études en laboratoire de béton provenant de constructions anciennes.

Les premiers essais sur les FSC furent menés au début des années 50 à l'Institut norvégien de technologie. À la même époque, on incorpora des FSC à un grand nombre de mélanges de ciment et produits d'addition pour fabriquer du béton pouvant résister à une exposition prolongée à des eaux acides à forte teneur en sulfate et devant servir à la construction d'une section de tunnel dans la région d'Oslo, riche en schiste alunifère. Les résultats de ces essais ont fait l'objet d'un rapport, après vingt ans d'exposition à ces eaux agressives. Trente ans plus tard, le rapport final est en voie de préparation.

La première utilisation, dont font état des documents, des FSC dans le béton de construction a eu lieu en 1971 à la fonderie de Fiskaa en Norvège. Depuis ce temps, le béton ainsi produit a fait l'objet de plusieurs études. Avec l'introduction du filtrage à grande échelle, au milieu des années 70, l'utilisation des FSC s'est répandue, aussi bien en pratique que dans les études en laboratoire. À Gothenburg, en Suède, un béton prêt-à-l'emploi a utilisé de grandes quantités de FSC, notamment dans le béton d'un quai de grandes dimensions. Au Danemark et en Norvège, des centrales de béton prêt-à-l'emploi ont également commencé la production et l'Institut norvégien de technologie en entrepris l'étude systématique en laboratoire. En Islande, des recherches en vue de réduire les effets des réactions alcali-granulat par l'utilisation des FSC ont donné lieu à la production d'un ciment renfermant 7,5 % de FSC.

En dehors de la Scandinavie, on a commencé à publier des rapports vers la fin des années 70, particulièrement au Canada, où l'utilisation pratique des FSC dans le béton prêt-à-l'emploi a débuté en 1981. Depuis, nombre de pays ont entrepris d'étudier et d'utiliser les FSC dans la fabrication du béton et plusieurs autres leur emboîtent le pas.

Lorsque l'on considère les propriétés du béton aux FSC, il importe de garder à l'esprit qu'on utilise ces dernières de deux manières différentes :

— comme *substitut* du ciment, pour réduire les quantités de cimentutilisées, en général pour des raisons d'économie;

— comme *ajout*, pour améliorer les propriétés du béton, aussi bienà l'état frais qu'à l'état durci.

Dans la production de béton de construction normal de qualité inférieure, on peut obtenir la résistance nécessaire malgré une teneur en ciment extrêmement faible en utilisant des FSC. En Scandinavie, le débat concernant leur emploi dans la fabrication du béton a surtout été axé sur la durabilité du béton ainsi produit. Cependant, les véritables

avantages que présente l'utilisation des FSC résident dans la mise au point de bétons conçus pour des méthodes de production particulières et dans l'obtention d'une durabilité accrue, ou encore pour la production courante de béton à résistance élevée.

Les normes norvégiennes permettent de fabriquer du béton renfermant jusqu'à 10 % de FSC en proportion du poids de ciment. La quantité utilisée en pratique est d'ordinaire moindre. Le terme béton aux FSC utilisé dans la présente étude désigne, à moins d'indication contraire, un béton renfermant 10 % ou moins de FSC. Une forte teneur en FSC associée à l'utilisation desuperplastifiants et à un rapport eau/ciment (W/C) extrêmement bas, caractérisent un nouveau type de béton présentant des propriétés dont il ne sera pas question ici.

Dans la présente étude, le rapport eau/ciment est calculé uniquement par rapport à la teneur en ciment. Pour les mélanges renfermant des FSC, on utilise le rapport eau/ciment + FSC (W/C + S), où la lettre S représente la quantité de FSC. La teneur en FSC est exprimée en pourcentage du poids du ciment.

2. POUZZOLANICITÉ ET EFFET DE REMPLISSAGE

Les FSC constituent une pouzzolane réactive ainsi qu'un matériau de remplissage très efficace. Ces deux propriétés expliquent les effets des FSC sur les propriétés des produits à base de ciment.

Réactivité et produits de réaction

On a publié plusieurs rapports sur la réactivité pouzzolanique des FSC. Trois articles de Hjorth (1) et Regourd (2,3) traitent de ce sujet.

La réactivité pouzzolanique des FSC dans les pâtes de ciment a été démontrée en mesurant la quantité d'hydroxyde de calcium à divers moments dans des pâtes à teneur variable de FSC. Les méthodes employées furent l'analyse thermogravimétrique, l'analyse thermique différentielle (ATG-ATD) et les méthodes de diffraction par rayons X. Selon Regourd et ses collaborateurs (4,5), Sellevold et ses collaborateurs (6) et Cheng-yi et Feldman (7,8), les résultats témoignent en général d'une forte réactivité pouzzolanique. Par ailleurs, Traetteberg (9) a observé une réactivité moyenne, tandis que Scheetz et ses collaborateurs (10) et Chatterji et ses collaborateurs (11) concluaient à une réactivité faible. Il existe d'autres études sur la réactivité pouzzolanique, notamment les travaux de Traetteberg (12) et de Chatterji et ses collaborateurs (13). La figure 2.1 indique la teneur en hydroxyde de calcium selon la teneur en FSC déterminée pour divers échantillons de pâtes de ciment arrivées à maturité. Des extrapolations de la courbe indiquent

qu'approximativement 24 % de FSC éliminera l'hydroxyde de calcium. Ce chiffre varie d'une étude à l'autre et dépend à la fois de la méthode utilisée pour déterminer la teneur en hydroxyde de calcium et de la composition du ciment.

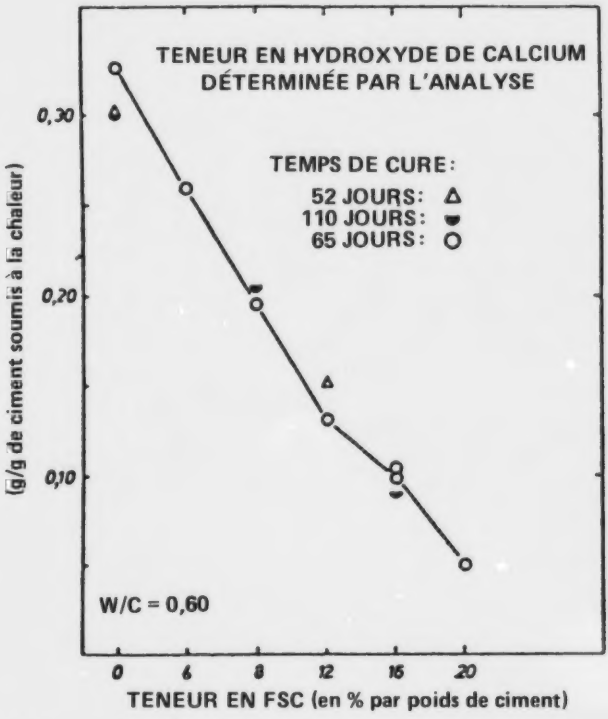


Figure 2.1 — Teneur en hydroxyde de calcium de pâtes arrivées à maturité faites de ciment portland blanc, présentant un rapport eau/ciment de 0,60 et diverses teneurs en FSC (6).

Il a été démontré que les FSC accélèrent l'hydratation du ciment portland blanc (6); cet effet est comparable à celui d'un très fin matériau de remplissage au carbonate de calcium. La figure 2.2 indique la teneur en hydroxyde de calcium par rapport au temps écoulé pour une pâte témoin, ainsi que pour une pâte renfermant 12 % de FSC. Jusqu'au deuxième jour, approximativement, la teneur en hydroxyde de calcium est plus élevée dans le mélange de FSC que dans le mélange témoin. C'est alors que les courbes du graphique se croisent, probablement parce que l'hydroxyde de calcium est utilisé plus rapidement par la réaction pouzzolanique qu'il n'est généré par l'hydratation du ciment.

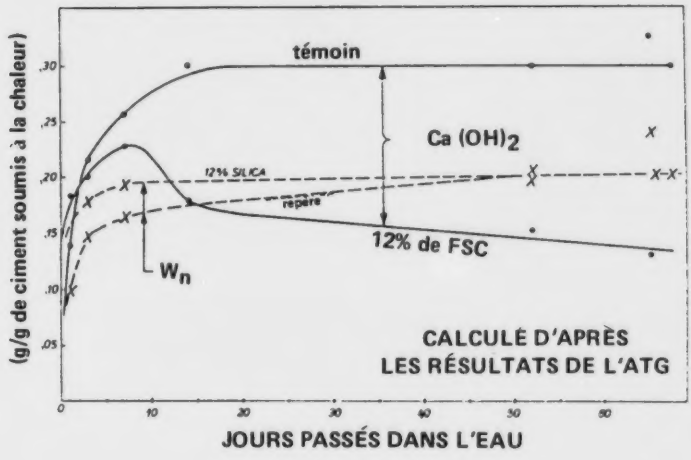


Figure 2.2 — Teneur en eau non évaporable (W_n) et teneur en hydroxyde de calcium de pâtes de ciment portland blanc ordinaire (W/C = 0,60) avec ou sans 12 % de FSC (6).

Wu et Yong (14) ont étudié la réaction des FSC avec le silicate tricalcique (C_3S) et avec l'hydroxyde de calcium. Ils ont conclu que les FSC accélèrent l'hydratation du C_3S. Halse et ses collaborateurs (15) ont découvert que l'hydratation du C_3S est améliorée plutôt qu'accélérée par les FSC, tandis que Traetteberg (12) concluait que l'utilisation des lignosulfonates provoque à long terme une réduction marquée de l'hydratation du ciment, qu'il renferme ou non des FSC. Les données de la référence (12) ont été réévaluées par Markestad (16).

Cheng-yi et Feldman (7) ont étudié l'hydratation de pâtes de ciment et de mortiers contenant diverses quantités de FSC et de sables quartzeux moulus. Ils ont constaté que ces deux produits d'addition accélèrent l'hydratation du ciment aux premiers âges, mais qu'après 14 jours, l'hydroxyde de calcium est éliminé des pâtes contenant 30 % de FSC. Les mélanges renfermant 10 % de FSC menèrent à une réduction de la teneur en hydroxyde de calcium d'environ 8 % par poids du ciment, avec pour conséquence un très bas rapport calcium/silice (C/S), soit environ 0,7. Pour les mélanges de mortier (8), un calcul semblable donnait un rapport C/S d'environ 1, lequel correspondait davantage aux autres observations.

On a étudié la réactivité pouzzolanique de mélanges ne renfermant que des FSC et de l'hydroxyde de calcium. Buck et Burkes (17) ont relevé la présence de silicate de calcium hydraté bien cristallisé après sept jours de cure à 38 °C. Grutzeck et ses collaborateurs (18,19) ont observé la formation d'un gel riche en silice sur une surface de béton aux FSC

très peu de temps après avoir incorporé des FSC à une solution d'hydroxyde de calcium ou à une pâte de ciment. Le gel s'est plus tard combiné à l'hydroxyde de calcium pour former du silicate de calcium hydraté (SCH).

Wu et Young (14) ont observé que les FSC réagissent de façon comparable aux fumées de silice synthétiques; elles ne diffèrent que dans leur vitesse de réaction selon leur surface de réaction spécifique. Selon Wu et Young, trois types de SCH différents est produit dans les systèmes C_3S-FSC :

— directement, par hydratation du C_3S;

— par la réaction de l'hydroxyde de calcium avec les FSC (avec un rapport C/S légèrement moindre);

— par la réaction entre le SCH et les FSC (avec un très bas rapport C/S et un degré élevé de polymérisation).

Le dernier mode de formation n'est observable que dans des mélanges renfermant plus de FSC que nécessaire pour consommer tout l'hydroxyde de calcium, c'est-à-dire qu'il ne s'applique pas dans le cas d'un béton aux FSC normal.

Kurbus et ses collaborateurs (20) ont mélangé des FSC à de l'hydroxyde de calcium en maintenant un rapport eau/solide de 0,50, et durci la pâte à 55 °C et à 90 °C. La réaction s'est révélée fonction de la température; à 90 °C, entre 68 à 95 % de la chaux ajoutée avait réagi après 2,5 heures (selon les quantités initiales), tandis qu'à 55 °C, de 25 à 55 % seulement de la chaux avait réagi dans le même laps de temps. À 20 °C, on observa que la réaction d'un mélange présentant un rapport C/S de 1,0 (6) était très lente, mais qu'après 110 jours de réaction, le graphique d'analyse thermogravimétrique n'indiquait aucune trace d'hydroxyde de calcium.

Des rapports C/S compris entre 0,9 et 1,3 ont été observés dans des mélanges de ciment et de FSC (4,5,6,9). Regourd (2) a observé que plus la teneur en FSC est élevée, plus le rapport C/S diminue, résultat prévisible car une teneur élevée en FSC implique qu'une plus grande proportion de SCH est produite par la réaction pouzzolanique.

L'une des conséquences du faible rapport C/S dans le SCH est une capacité accrue d'incorporer les ions étrangers, comme les alcalis et l'aluminium. Diamond (21), et Page et Vennesland (22) ont démontré cette grande capacité d'incorporer les alcalis par l'analyse de l'eau interstitielle extraite de pâtes de ciment-FSC durices. Ces facteurs peuvent expliquer en partie la résistance du béton aux FSC aux produits chimiques agressifs et aux dilatations résultant de la réaction alcali-granulat (5).

La microstructure du béton aux FSC à la phase de cimentation semble très dense et amorphe (2). Diamond (23) a observé que dans un béton aux FSC convenablement préparé, contrairement à un béton normal, les particules du gel de SCH «n'apparaissent pas comme des particules distinctes, mais plutôt comme une structure dense et massive». L'hydroxyde de calcium se présente sous petits cristaux isolés, plutôt qu'en masses importantes qui constituent des défauts dans des pâtes normales. Selon Diamond (23) et Regourd (3), dans un ciment aux FSC, la pâte très dense d'une structure s'étend essentiellement jusqu'à la limite extrême du granulat dans un béton FSC dense. Cette structure fait disparaître la zone poreuse d'environ 40 à 50 μm, riche en hydroxyde de calcium, qui entoure les grains du granulat dans le béton normal. Ces observations s'appliquent pour des pâtes à haute contenance de FSC dans des mélanges à résistance élevée. Dans le béton aux FSC à résistance normale et à teneur modérée en FSC, les modifications de la microstructure sont moins marquées.

La quantité d'eau liée dans le SCH produit par la réaction pouzzolanique est égale à celle contenue dans l'hydroxyde de calcium (6). L'analyse des données de Meland (24) n'indique aucune augmentation de l'eau liée par gramme de ciment dans les pâtes contenant des FSC, conformément aux données du document de référence (6). Diamond (21), par ailleurs, a observé que la quantité d'eau liée par gramme de ciment augmente dans les pâtes de ciment aux FSC comparativement aux pâtes de ciment pures. Cheng-yi et Feldman (7) ont établi qu'avec un rapport W/(C + S) de 0,45, la quantité d'eau non évaporable par gramme de ciment est de 0,207 pour une pâte témoin, de 0,172 pour une pâte renfermant 10 % de FSC et de 0,219 pour une pâte renfermant 30 %. Avec un rapport W/(C + S) de 0,25 les résultats sont : 0,144 pour une pâte témoin, 0,138 pour une pâte renfermant 10 % de FSC et 0,163 pour une pâte en renfermant 30 %. Ainsi, pour le moment, le tableau n'est pas entièrement clair. Cependant, on observe à la longue, par le biais de la calorimétrie et par l'accumulation progressive d'eau non évaporable ou d'hydroxyde de calcium, que les FSC accélèrent l'hydratation du ciment.

Dans une série de mélanges de pâte où différentes quantités de FSC étaient ajoutées en maintenant un rapport eau/ciment constant, on a observé que la porosité du volume total selon le contenu d'eau dans les pâtes était indépendent de la teneur en FSC (6). Il découle de ce résultat que le retrait chimique causé par la réaction pouzzolanique est plus grand que celui résultant de l'hydratation du ciment; on l'a estimé à 12 cm^3/100 g de FSC, comparativement à environ 5 cm^3/100 g de ciment. Par conséquent, du béton aux FSC durci sans apport d'eau présentera un degré plus élevé d'auto-dessication et, par le fait même, une pression interne relative de vapeur d'eau plus basse. Les essais de mesure menés par Nilsson (25) ont confirmé ce phénomène. Un mélange présentant un rapport eau/ciment de 0,40 et renfermant 10 % de FSC possédait une humidité relative interne de 70 % après six mois de durcissement en milieu étanche.

Structure des pores

La structure des pores joue un rôle majeur dans la détermination de la perméabilité et, par conséquent, de la durabilité des produits à base de ciment. Les récents travaux de Mehta (26) et de Manmohan et Mehta (27) ont démontré qu'il existe une relation entre la structure des pores, la perméabilité et la durabilité des ciments mélangés. Sellevold et ses collaborateurs (6) ont étudié la structure des pores de pâtes de ciment-FSC en se basant sur l'adsorption de l'eau, la pénétration du mercure et la calorimétrie à basse température. Ils ont conclu que l'augmentation de la teneur en FSC à un rapport eau/ciment constant n'influait pas sur la porosité globale comme l'indique l'adsorption de l'eau, mais provoquait plutôt l'affinage de la structure des pores, c'est-à-dire, que l'espace poreux présentait une quantité moindre de pores capillaires, où l'eau peut geler et le mercure pénétrer. On n'observe aucune modification de la porosité capillaire dans les pâtes où une partie du ciment est remplacée par des FSC dans un rapport de 3 : 1 en maintenant une teneur en eau constante. Ce résultat indique que les FSC sont environ trois fois plus efficaces que le ciment pour réduire la porosité capillaire. En comparant les résultats obtenus avec des pâtes de FSC à ceux qui ont été obtenus avec des pâtes où l'on avait utilisé un matériau de remplissage presque inerte d'égale finesse, on arriva à la conclusion que l'effet d'affinage des pores était dû en majeure partie à l'activité pouzzolanique des FSC. La figure 2.3 montre les résultats de la pénétration du mercure dans des pâtes arrivées à maturité.

Traetteberg (28) a mesuré la pénétration du mercure dans des mortiers renfermant diverses quantités de FSC et a conclu qu'elles sont très efficaces pour subdiviser l'espace poreux.

Mehta et Gjørv (29) ont soumis aux mêmes essais des pâtes de ciment présentant un rapport eau/ciment de 0,74, ainsi que des pâtes où 30% du volume de ciment avait été remplacé par des cendres volantes, des FSC ou un égal volume des deux. Les résultats démontrèrent qu'à 90 jours, la pénétration totale était la même, tant pour la pâte témoin que pour celle qui renfermait des FSC. Cependant, plus de 50 % de l'espace poreux de la pâte témoin consistait en pores de grande taille (de plus de 0,1 μm), tandis que la pâte de FSC en comptait environ 10 %. Les cendres volantes possèdent également un effet d'affinage de la structure des pores, mais bien moindre que celui des FSC.

Cheng-yi et Feldman (8,30,31) ont étudié la porosité de pâtes et de mortiers équivalents contenant 0, 10 et 30 % de FSC substituées au ciment dans une proportion de 1 : 1. Les résultats de la pénétration de mercure dans les pâtes s'accordaient avec les autres résultats; une augmentation de la teneur en FSC correspond à un affinage de la structure des pores. Après le premier essai de pénétration du mercure, celui-ci fut évaporé et l'on procéda à un deuxième essai. L'hystérésis entre les

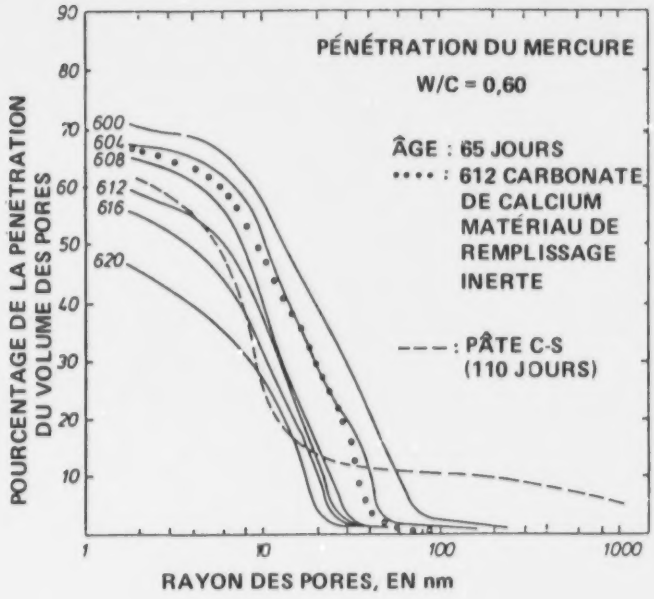


Figure 2.3 — Pénétration du mercure dans des pâtes arrivées à maturité faites de ciment portland blanc. Les deux derniers chiffres des numéros d'identification indiquent le pourcentage de FSC incorporé au mélange. Le matériau de remplissage inerte est un très fin carbonate de calcium précipité. La pâte C-S est un mélange d'hydroxyde de calcium et de FSC présentant un rapport c/s de 1,0 (6).

deux courbes indique une discontinuité dans la structure des pores. Il est possible que la structure des pores ait été «brisée» pendant le premier essai de pénétration. L'hystérésis s'est accentuée de façon marquée à mesure que l'on augmentait la teneur en FSC. L'effet est encore plus prononcé dans les mortiers (31). La figure 2.4 illustre cet effet par des données extraites des documents de référence (30) et (31).

Les autres associent cet effet à la réaction des FSC avec l'hydroxyde de calcium, en particulier à la concentration élevée d'hydroxyde de calcium autour des grains de sable des mortiers. Ils ont démontré que les mélanges de mortier et de pâte renfermant des FSC présentent des rapports de résistance à la compression plus élevés que les mélanges qui n'en renferment pas, propriété qu'ils attribuent à l'amélioration de l'adhérence du liant au sable. Ils ont également observé que les mortiers aux FSC présentent une proportion plus élevée de pores d'un diamètre supérieur à 100 nm, comparativement à des pâtes équivalentes, que les mortiers et les pâtes où n'entrent pas de FSC. Il semble normal que la réaction pouzzolanique entre les FSC et l'hydroxyde de calcium améliore l'adhérence à l'interface. Par contre, on comprend moins bien

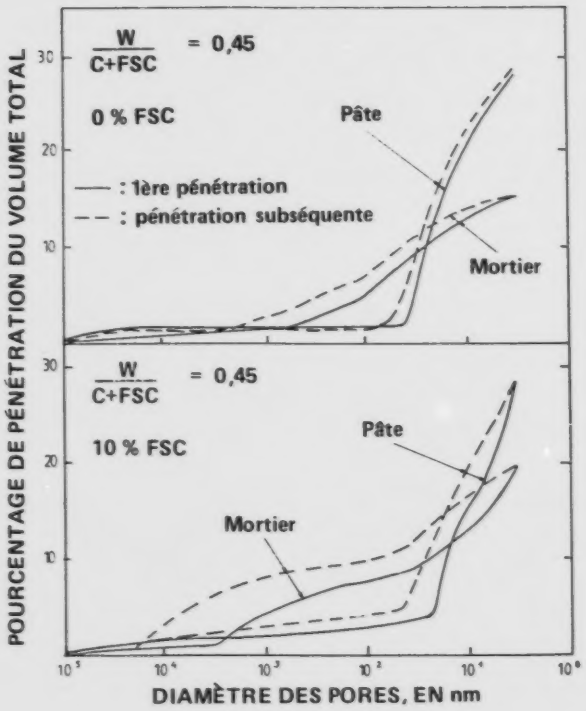


Figure 2.4 — Pénétration et pénétration subséquente du mercure dans des pâtes de ciment et des mortiers âgés de 90 jours (d'après des données de Feldman et Cheng-yi, (30, 31).

qu'il se produise une telle amélioration de la phase de cimentation alors que la structure des pores est plus grossières et plus instable que celle qui est observée dans les mélanges où n'entrent pas de FSC.

L'Institut danois de technologie a mis au point une méthode d'évaluation de la porosité capillaire du béton par le biais d'examens microscopiques de minces sections imprégnées d'époxyde fluorescent. En appliquant cette méthode à des échantillons de béton FSC produits en chantier ou en laboratoire, Christensen (32) a conclu que les FSC sont trois fois plus efficaces que le ciment pour réduire la porosité capillaire du béton.

Conclusion : pouzzolanicité et effet de remplissage

Les FSC sont vues comme une pouzzolane très réactive. Incorporées à du ciment, elles produisent un gel de SCH possédant un rapport C/S plus faible que celui résultant de l'hydratation du ciment. Par conséquent, leur capacité d'incorporer les ions étrangers, particulièrement les alcalis, est élevée. La nature des produits d'hydratation des FSC

et l'incidence de ces dernières sur l'hydratation du ciment sont encore mal connues. Les FSC possèdent aussi un effet de remplissage certain auquel on attribue une distribution plus homogène des produits d'hydratation.

Ces deux facteurs combinés contribuent à l'affinage de la structure des pores lorsque des FSC sont ajoutées à des mélanges à base de ciment. L'affinage de la structure des pores entraîne une réduction de la perméabilité, et on estime qu'il constitue le principal facteur de l'incidence des FSC sur les propriétés mécaniques et de durabilité du béton.

3. BÉTON FRAIS

L'influence des FSC sur l'ouvrabilité du béton dépend dans une certaine mesure du type de béton. En général, l'incorporation de FSC à un mélange donné lui confère une meilleure cohésion et un affaissement moindre. Le rapport entre le comportement «statique» et «dynamique» du ciment aux FSC n'est pas le même que celui du ciment normal. Ainsi, la mesure de l'affaissement n'indique pas la réaction aux vibrations de la même manière qu'avec les mélanges ordinaires. En pratique, on recommande habituellement que l'affaissement du béton aux FSC soit plus élevé de 20 à 30 mm pour obtenir la même ouvrabilité qu'avec un béton normal, différence qu'il faut se garder d'oublier lorsqu'il s'agit d'essais de détermination de la quantité d'eau nécessaire basés sur un affaissement semblable.

Besoins en eau

Johansen (33) et Løland et Hustad (34) se sont livrés à des essais systématiques de mesure de la quantité d'eau nécessaire à l'obtention d'un affaissement donné en fonction de la teneur en FSC. Pour des bétons très maigres (teneur en ciment de 100 kg/m^3), les besoins en eau diminuaient lorsque la quantité des FSC augmentait (34). Aitcin et ses collaborateurs (35) en ont fait rapport pour des bétons maigres renfermant moins de 10 % de FSC.

Dans les bétons dont la teneur en ciment est supérieure à 250 kg/m^3, à moins qu'on utilise un réducteur d'eau, la quantité d'eau nécessaire augmente lorsqu'on ajoute des FSC, ou même lorsqu'on remplace une partie du ciment dans une proportion de 1 : 1. Sellevold et Radjy (36) ont analysé les données des documents de référence (33) et (34), ainsi que celles de Dagestad (37), sur la quantité d'eau nécessaire dans des mélanges de bétons constitués de trois types de ciment, à teneur diverse d'agents réducteurs d'eau, et renfermant respectivement 0, 8 et 16 % des FSC par unité de poids de ciment. Ils ont observé que l'augmentation de la quantité d'eau nécessaire par kilo de FSC supplémentaire est de l'ordre d'un litre. Par ailleurs, les agents réducteurs d'eau

ont agi de façon beaucoup plus marquée sur le béton renfermant des FSC. Une teneur en lignosulfonate (sec) de 0,2 à 0,4 % du poids du ciment a suffi à ramener la quantité d'eau nécessaire au gâchage d'un mélange de béton renfermant 10 % des FSC à celle qui est exigée par un mélange de ciment normal (voir les figures 3.1 et 3.2). On a également remarqué que la quantité d'agent réducteur d'eau doit être calculée en fonction du poids de FSC pour maintenir la quantité d'eau nécessaire au même niveau que la quantité exigée par le béton témoin. Selon les expériences menées en Norvège, une teneur en lignosulfonate sec de 4 % du poids des FSC est un bon dosage de départ pour des bétons renfermant entre 5 et 15 % des FSC par unité de poids de ciment. Les résultats de recherches exposés ici, ainsi que l'expérience norvégienne, démontrent que les agents réducteurs d'eau à base de lignosulfonate sont aussi efficaces, sinon plus que les superplastifiants pour réduire la quantité d'eau nécessaire.

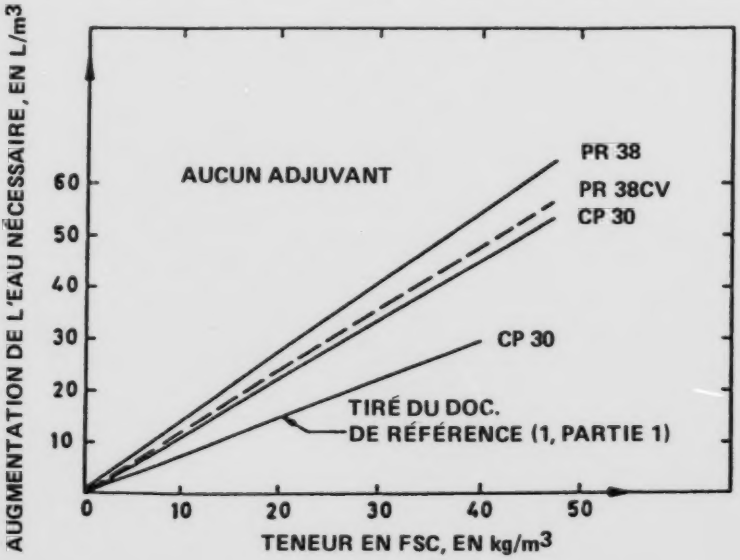


Figure 3.1 — Influence de la teneur en FSC sur l'eau nécessaire au gâchage de bétons sans agent réducteur d'eau (36).

Légende : CP 30 = Ciment portland
PR 38 = Ciment portland à prise rapide
PR 38CV = Ciment portland à prise rapide renfermant 20 % de cendres volantes

Markestad (38) a également analysé les données de Dagestad (37). Il en a conclu que la réduction d'eau permise par les adjuvants réducteurs d'eau ajoutés au béton aux FSC est directement proportionnelle à la

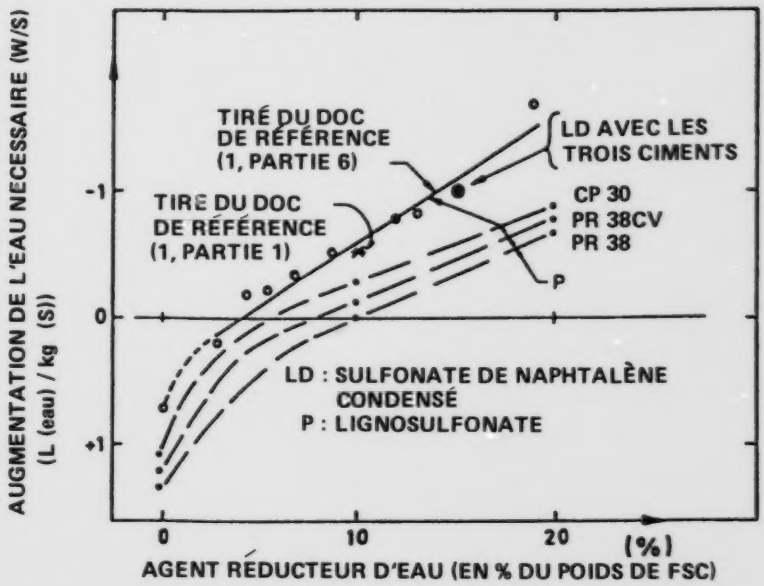


Figure 3.2 — Influence du dosage de l'agent réducteur d'eau sur l'eau nécessaire au gâchage du béton aux FSC (36).

Légende : CP 30 = Ciment portland
PR 38 = Ciment portland à prise rapide
PR 38CV = Ciment portland à prise rapide renfermant 20 % de cendres volantes

concentration de l'adjuvant dans l'eau de gâchage, plutôt qu'à la quantité de FSC utilisée. Il propose une méthode de calcul de dosage du mélange basée sur un facteur de rendement d'un adjuvant donné.

Maage et Dahl (39) ont mesuré la quantité d'eau nécessaire dans des bétons constitués de divers types de ciment et à teneur variée de FSC.

Avec tous les types de ciment, pour une quantité de lignosulfonate, le besoin en eau augmentait à mesure que l'on augmentait la quantité de FSC.

Carette et Malhotra (40) ainsi que Petersson et ses collaborateurs (41) ont également mesuré la quantité d'eau nécessaire pour le béton FSC. Leurs conclusions corroborent en général celles des recherches précédentes, mais les chiffres diffèrent. Comme il a été mentionné précédemment, le type de FSC et son interaction spécifique avec les autres matériaux détermine la quantité d'eau de gâchage d'un mélange donné.

Des essais systématiques en laboratoire, basés sur les proportions fixes dans un béton témoin, n'ont que peu de valeur. Lorsque l'on utilise des FSC, le calcul de dosage choisi pour un mélange peut ne pas être optimal. Par exemple, la grande finesse des FSC permet d'utiliser des matériaux possédant une granulométrie plus grossière.

Meland (42) et Buil et ses collaborateurs (43) ont mesuré l'adsorption d'adjuvants réducteurs d'eau sur les FSC.

Couleur du béton

La couleur des FSC peut varier considérablement et influer, par conséquent, sur la couleur du béton frais. En général, les FSC foncent le béton. Bellander (44) a déterminé le *degré d'assombrissement* d'un béton contitué d'un FSC clair et d'un FSC foncé de couleur différente, c'est-à-dire, selon une norme suédoise. Les FSC foncées produisaient du béton frais foncé, mais après vingt jours d'exposition à l'air du laboratoire on ne constatait aucune différence de couleur mesurable entre les deux bétons aux FSC et le béton témoin. Il semble que les effets de la dessiccation et de la carbonatation aient fait disparaître la différence de couleur constatée au début.

Cohésivité et stabilité

L'accroissement de la cohésivité est la différence la plus évidente entre le béton aux FSC et le béton normal. L'une des conséquences de cette cohésivité est observable dans les essais dynamiques d'ouvrabilité tels que l'essai de *Thaulow* (essai norvégien analogue à l'essai d'étalement à la table à secousses de l'ASTM) ou une version modifiée de l'essai de «Vébé». Johansen (33) et Maage et Dahl (39) ont constaté qu'à affaissement égal, le béton contenant des FSC exigeait un apport d'énergie plus grand pour obtenir une fluidité donnée. En pratique, ce problème est surmonté en maintenant un affaissement plus grand dans le béton aux FSC. La cohésivité confère de la stabilité au mélange, effet de première importance dans les bétons fluides.

Pour produire un béton de haute qualité destiné à la construction d'un silo à engrais, on a utilisé un mélange renfermant environ 15 % de FSC et une teneur élevée en superplastifiant. Helland (45) rapporte que les mélanges d'essai étaient extrêmement collants et difficiles à manier. Le maniabilimètre de Tattersall fut utilisé pour mettre le mélange à l'essai, et le problème fut résolu en entraînant environ 8 % d'air dans le béton. Ceci démontre clairement que la mesure de l'affaissement n'est d'aucune utilité pour caractériser des mélanges aussi extrêmes.

La stabilité du béton est communément caractérisé en termes de ressuage. Les mesures quantitatives de ressuage du béton sont rares, mais les résultats de deux études portant sur cette question, menées par Johansen (33) et Maage et Dahl (39), indiquent que l'utilisation des FSC

substituées à une partie du ciment, réduit considérablement le ressuage, même dans des mélanges ne contenant aucun agent réducteur d'eau, où la teneur en eau est par conséquent plus élevée. Bellander (44) affirme dans un article de revue spécialisée traitant de l'expérience pratique en Suède, que les FSC facilitent également le transport et le coulage du béton sans qu'il y ait séparation. Lors d'une étude détaillée de 25 mélanges de béton (34), on a procédé à une évaluation qualitative du ressuage et de la séparation. On en conclut cette fois encore que les FSC améliorent considérablement la stabilité du béton, particulièrement dans les mélanges très maigres.

Retrait plastique

Le retrait plastique et la fissuration se produisent quand l'évaporation d'une surface de béton frais excède le taux de ressuage de l'eau du béton. Le fait que le ressuage peut être pratiquement éliminé du béton aux FSC rend celui-ci vulnérable à la fissuration. Johansen (46) a mené une étude systématique de la fissuration due au retrait plastique. Il est arrivé à la conclusion que le moment critique survient juste lors de la prise du béton. Ce problème peut être résolu par l'application d'une méthode de cure appropriée à la surface du béton. L'expérience pratique démontre que dans des conditions d'évaporation rapide (vent et ensoleillement), des mesures de cure doivent être prises immédiatement après la mise en oeuvre du béton.

Temps de prise

Les caractéristiques de la prise des ciments dans des pâtes présentant une consistance normalisée sont mesurées au moyen d'un appareil Vicat. Maage (47) a mesuré les temps de prise de pâtes de ciment renfermant 0 et 10 % de FSC. On a ajouté à toutes les pâtes, sauf à la pâte témoin, 0,4 % de lignosulfonate sec par unité de poids de ciment. La prise de toutes les pâtes renfermant cet adjuvant fut plus lente que celle de la pâte témoin. Cependant, l'effet de ralentissement du lignosulfonate était considérablement réduit dans les pâtes renfermant des FSC que dans les pâtes de ciment pures. Cette constatation montre, tout comme à l'expérience pratique, que le béton aux FSC peut tolérer une teneur en lignosulfonate plus élevée que le béton normal sans trop ralentir la prise. Les données de calorimétrie isothermique sur les pâtes avec ou sans FSC ou lignosulfonate (48) confirment cette constatation.

La mesure de la pénétration des mortiers constitue un essai plus significatif que l'essai Vicat. Bellander (44) a relevé une tendance au ralentissement de la prise à mesure que l'on augmente la quantité de FSC dans des bétons de résistance égale, tandis que Petersson et ses collaborateurs (41) ont constaté que la teneur en FSC n'a que peu d'incidence dans les bétons où la teneur en ciment et en FSC est constante. Au cours de ces deux études, on n'a utilisé aucun agent réducteur d'eau.

Par conséquent, leur utilité est limitée car, en pratique, des agents réducteurs d'eau sont incorporés à presque tous les mélanges de béton aux FSC.

L'expérience pratique en matière de temps de prise des bétons aux FSC renfermant un adjuvant est considérable, mais on n'a rapporté aucune étude complète en laboratoire. Quant au béton témoin et au béton aux

FSC de même résistance à 28 jours, ce dernier présente un temps de prise plus long et une augmentation de la résistance plus lente en raison de son rapport W/(C + S) plus élevé.

On a souvent recours, en pratique, à l'utilisation conjointe du lignosulfonate et d'un superplastifiant pour influer sur le temps de prise et sur l'évolution de la résistance initiale. On obtient les résultats souhaités en modifiant la teneur relative de ces deux constituants.

Conclusion : béton frais

Les principaux effets des FSC sur l'ouvrabilité du béton sont l'amélioration de la cohésivité et de la stabilité, dont résulte permettre une utilisation pratique optimale des FSC. Ces adjuvants ont un effet plus prononcé dans les bétons aux FSC que dans les bétons témoins normaux.

L'absence de ressuage dans le béton aux FSC le rend plus vulnérable que le béton ordinaire à la fissuration due au retrait plastique. Des mesures de protection doivent être prises lorsque le taux d'évaporation des surfaces de béton est élevé.

4. BÉTON DURCI — AUGMENTATION DE LA RÉSISTANCE

Effets de la température

Il existe un grand nombre d'études portant sur le rapport entre le temps et l'augmentation de la résistance des bétons aux FSC. La plupart de ces études ne traitent que de la résistance à la compression avec cure à 20 °C. Dans certaines études, le béton a subi une cure à la chaleur. La présente partie ne traite que de l'augmentation de la résistance à la compression et des effets de la température sur le béton avec cure en atmosphère humide.

Il a été établi que pour un béton aux FSC, qui a subi une cure en atmosphère humide à 20 °C, l'augmentation à la résistance est plus lente que pour un béton témoin de compression à 28 jours comparable. Cette

différence s'accentue lorsqu'on augmente la teneur en FSC et que l'on abaisse la température. Toutefois, cela ne signifie pas que le béton aux FSC ne puisse pas avoir une résistance initiale élevée. Bürge (49) a signalé des résistances allant jusqu'à 100 MPa à 1 jour, ce qui est difficile à obtenir avec seulement du ciment portland. Un béton aux FSC présentant une résistance initiale élevée sans que l'on ait recours à des agents accélérateurs ou à la cure à la chaleur possédera également une résistance élevée par la suite. Dans le béton normal, le pourcentage de la résistance à 28 jours atteinte le premier jour augmente si l'on diminue le rapport eau/ciment. Ce pourcentage semble être le même pour du béton aux FSC présentant le même rapport eau/ciment que du béton normal, mais sa résistance à 28 jours sera plus élevée.

À 20 °C, c'est entre le troisième et le vingt-huitième jour que les FSC contribuent le plus à l'augmentation de la résistance. Par conséquent, on ne peut appliquer au béton aux FSC les relations empiriques entre la résistance mesurée à un jour et à 28 jours, car ce type de béton présente une augmentation de la résistance bien supérieure à celle du béton normal dans ce laps de temps. Dans le cadre d'une étude complète sur l'augmentation de la résistance jusqu'à 90 jours dans 84 mélanges de béton. Dagestad (37) a fait ressortir une tendance commune aux bétons aux FSC à durcir plus lentement que le béton témoin, particulièrement entre le premier et le septième jour, tous ces bétons ayant une résistance à 28 jours égale. Au début l'effet de remplissage des très fines particules de FSC accélère présumément la prise et compense, par l'adsorption des agents réducteurs d'eau, certains effets de ralentissement.

Entre 28 et 90 jours, le béton aux FSC, particulièrement le béton maigre, a généralement tendance à présenter une plus grande augmentation de la résistance que le béton témoin. Johansen (33,50) a mesuré la résistance de bétons jusqu'à trois ans après le gâchage et en a conclu que les FSC n'ont que peu d'effet sur l'augmentation de la résistance entre 28 jours et un an ou entre un an et trois ans dans des échantillons conservées dans l'eau. Aitcin (51) indique que, dans des bétons ayant une même résistance à 28 jours, les bétons aux FSC présentent une résistance moins grande à long terme, contrairement aux résultats précédemment cités. Cependant, l'immersion à long terme dans l'eau est d'un intérêt pratique limité. Les résultats des études portant sur l'entreposage à sec sont exposés plus loin.

Les problèmes posés pour l'obtention d'une résistance initiale élevée dans le béton aux FSC sont partiellement résolus dans la pratique (béton prêt-à-l'emploi, préfabriqué) soit par l'utilisation de béton chaud, soit par l'application de matériaux isolants et une cure à la chaleur ou les deux. Un nombre d'études ont été menées sur les effets du traitement thermique. La première, par Johansen (52), traitant de bétons mélangés à des températures de 25 et 50 °C, n'a pas indiqué une résistance à un et trois jours plus élevée par rapport à celle mesurée à 28 jours, dans

les bétons aux FSC par rapport au béton témoin. Ce résultat tient peut-être du fait que la température initiale élevée n'a été maintenue que pendant un court laps de temps.

Sandvik (53) a mesuré l'augmentation de la résistance de bétons de 25 MPa contenant 0 et 10 % de FSC à 5, 20 et 40 °C. Les bétons ont été mélangés à une température de 20 °C et entreposés immédiatement à leur température de durcissement; après une journée, ils furent immergés sous l'eau. L'augmentation de la résistance des bétons aux FSC s'est révélée normale à 20 °C et très lente à 5 °C; même à 28 jours elle n'avait atteint que les deux tiers de celle du béton témoin. Cependant, à une température de 40 °C, la résistance du béton aux FSC à un jour était supérieure de plus de 50 % à celle du béton témoin. Cette augmentation spectaculaire n'a été constatée par aucune des études ultérieures. Sandvik (54) a plus tard étudié l'augmentation de la résistance de bétons de 40 MPa renfermant 0 et 10 % de FSC et durci par isotherme à 20 et 40 °C. Le ciment portland ordinaire et les ciments portland à prise rapide ont donné essentiellement les mêmes résultats : à une température de 20 °C l'augmentation de la résistance des mélanges aux FSC est plus lente jusqu'à 28 jours; à 40 °C, l'augmentation de la résistance des mélanges aux FSC est plus rapide quecelle du béton témoin, ce qui amène le point de croisement des deux courbes de l'augmentation de la résistance à environ trois jours.

Skurdal (55) a étudié l'augmentation de la résistance à 20, 30 et 50 °C dans des bétons contenant 0, 10 et 20 % de FSC, tous présentant une résistance à 28 jours à 20 °C d'environ 30 et 65 MPa. La cure à 50 °C avait pour effet de réduire la résistance à 28 jours de tous les bétons d'environ 20 % par rapport à la résistance constatée à une température de cure de 20 °C. On a observé une réduction semblable dans du béton ayant subi une cure à 50 °C pendant le premier jour, et à 20 °C pendant les 27 jours suivants. À une température de cure de 30 °C, on a constaté une perte de résistance du béton témoin d'environ 10 %, tandis que le béton aux FSC n'a subi aucune modification. L'effet de la température sur la résistance initiale s'est révélé conforme aux observations de Sandvik (54). Une température de 30 °C ne suffisait pas à provoquer dans les bétons aux FSC une résistance à un jour comparable à celle du béton témoin, mais à 50 °C, leur résistance était à peu près égale au béton témoin dans les bétons de 30 MPa, et elle dépassait celle du béton témoin dans les bétons de 65 MPa. Maage et Hammer (56) ont mené une étude portant sur quatre types de ciment (portland, mélanges de portland renfermant 10 et 25 % de cendres volantes, et un mélange à 15 % de laitier) renfermant 0, 5 et 10 % de FSC. On a gâché les bétons à des températures de 5, 20 et 35 °C et on les a maintenus dans l'eau à ces températurespendant 28 jours, après quoi ils ont été immergés dans de l'eau à 20 °C pendant un an. Ces bétons comprenaient trois classes de résistance : 15, 25 et 45 MPa. La résistance à la compression a été mesurée à partir de la seizième heure.

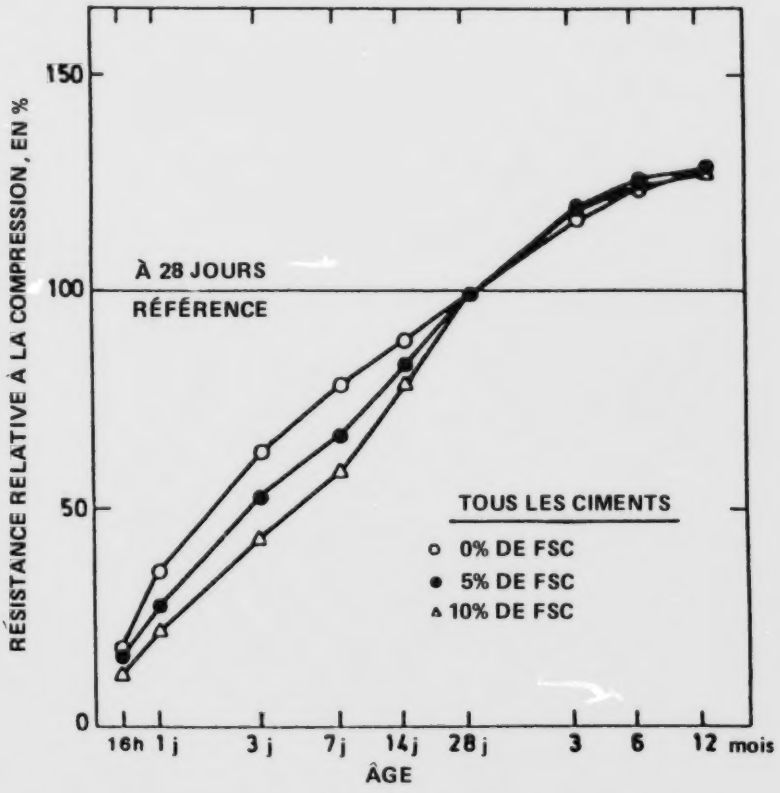


Figure 4.1 — Augmentation de la résistance à la compression de bétons, ayant subi une cure dans l'eau, à 20 °C, pour diverses teneurs en FSC. Chaque courbe représente la valeur moyenne de quatre types de ciment; le taux de 100% représente la résistance à 28 jours de chaque type de mélange (56).

Au cours de la cure à 20 °C, l'effet des FSC sur l'augmentation de la résistance s'est révélé semblable à celui dont on a déjà fait mention, peu importe le type de ciment employé (voir figure 4.1). Les figures 4.2 et 4.3 indiquent l'augmentation relative de la résistance des quatre types de ciment à 5 °C, qu'ils renferment ou non 10 % de FSC. Les figures 4.4 et 4.5 indiquent des données semblables à une température de cure de 35 °C.

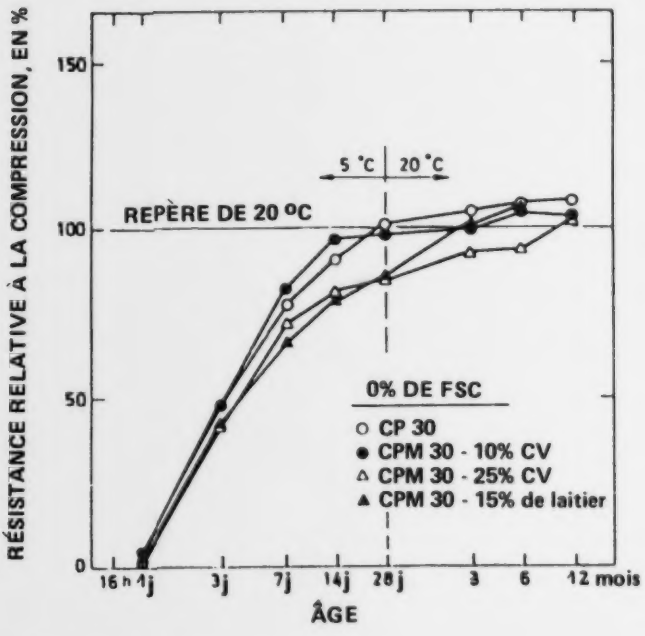


Figure 4.2 — Augmentation de la résistance à la compression de bétons témoins ayant subi une cure dans l'eau, à 5 °C pendant 28 jours, puis à 20 °C. Le taux de 100 % représente la résistance à 28 jours, à 20°C, de chaque type de ciment (56).

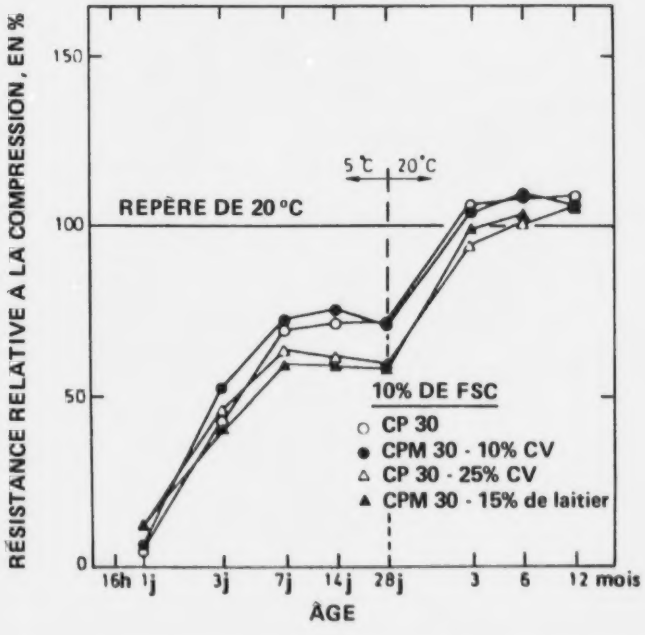


Figure 4.3 — Augmentation de la résistance à la compression de bétons renfermant 10 % de FSC ayant subi une cure dans l'eau à 5 °C pendant 28 jours, puis à 20 °C. Le taux de 100 % représente la résistance à 28 jours, à 20 °C, de chaque type de ciment (56).

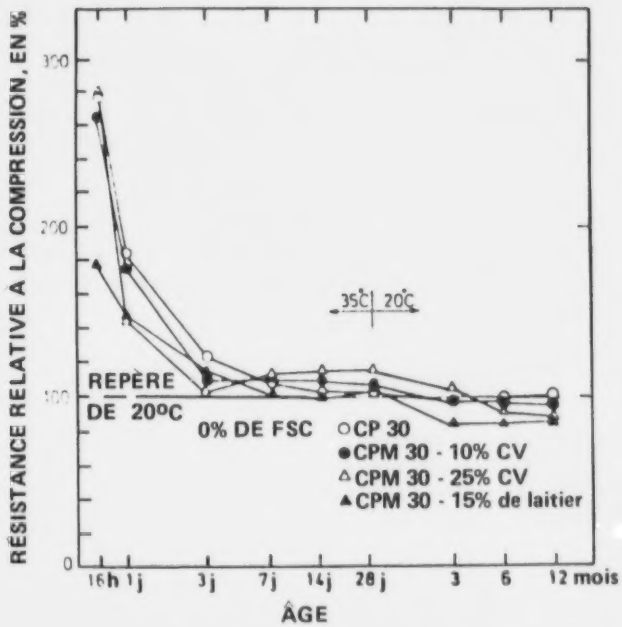


Figure 4.4 — Augmentation de la résistance à la compression de bétons ayant subi une cure dans l'eau, à 35 °C pendant 28 jours, puis à 20 °C. Le taux de 100 % représente la résistance à 28 jours, à 20 °C, de chaque type de ciment (56).

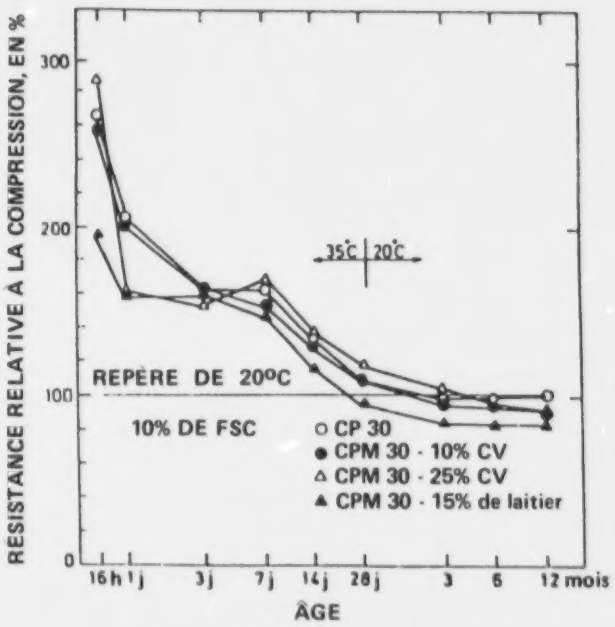


Figure 4.5 — Augmentation de la résistance à la compression de bétons renfermant 10 % de FSC ayant subi une cure dans l'eau à 35 °C pendant 28 jours, puis à 20 °C. Le taux de 100 % représente la résistance à 28 jours, à 20 °C, de chaque type de ciment (56).

À 5 °C, l'augmentation de la résistance des bétons de ciment mélangé est plus lente que celle des bétons de ciment portland; un contenu de 10 % de FSC accentue davantage cet écart. Il semble que les réactions pouzzolaniques ne contribuent pas beaucoup à l'augmentation de la résistance au cours des 28 premiers jours. À 35 °C, la résistance du béton aux FSC augmente plus rapidement qu'à 20 °C, comparativement aux bétons témoins.

Dégagement de chaleur

Les données relatives au dégagement isothermique de chaleur déjà citées par Meland (48) ont démontré que la chaleur totale après deux jours était réduite quand on remplaçait le ciment par des FSC dans une proportion de 1 : 1. Cependant, au cours d'une si courte période, la réaction pouzzolanique est à peine amorcée. Des mesures adiabatiques du béton (57) et des résultats non publiés montrent que la chaleur résultant de la réaction pouzzolanique est jusqu'à deux fois plus élevée par gramme de FSC que celle résultant de l'hydratation du ciment par gramme de ciment, en admettant que les deux réactions chimiques n'ont aucune incidence l'une sur l'autre dans les bétons aux FSC.

Comme la résistance virtuelle est plusieurs fois plus élevée par unité de poids de FSC que pour le ciment, et parce que le dégagement de chaleur dans des conditions d'utilisation normales est plus lent que dans des conditions adiabatiques, il est possible de concevoir un béton à faible dégagement de chaleur et d'une résistance déterminée en utilisant des FSC, comme l'ont démontré Rasmussen (58), Skurdal (55) ainsi que Lessard et ses collaborateurs (59).

Conclusion : béton durci — augmentation de la résistance

La principale contribution des FSC à l'augmentation de la résistance à une température de 20 °C a lieu entre le troisième et le vingt-huitième jour. Pour une cure à 20 °C, on constate une résistance moindre dans les bétons aux FSC par rapport au béton témoin pour une résistance à 28 jours égale.

La cure à des températures élevées accélère davantage l'augmentation de la résistance du béton aux FSC que celle du béton témoin. Les données publiées indiquent qu'il faut maintenir la température de cure du béton aux FSC à environ 50 °C pour obtenir une augmentation de la résistance semblable à celle du béton témoin équivalent à un jour.

En pratique, on peut remédier à ce faible accroissement de la résistance initiale en utilisant du béton chaud et un isolant ou en chauffant le béton.

L'utilisation des FSC permet de doser des bétons à faible dégagement de chaleur offrant un vaste éventail de degrés de résistance.

5. BÉTON DURCI – PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES

Résistance à la compression

La contribution des FSC à la résistance du béton peut être exprimée d'au moins deux façons différentes. Løland et Hustad (34,60) ont introduit le terme *facteur de rendement* (K), défini par l'équation suivante :

$$\left(\frac{W}{C}\right) R = \left(\frac{W}{c + K \cdot S}\right) S$$

Les lettres R et S désignent respectivement le béton témoin et le béton FSC. L'équation est fondée sur l'hypothèse générale que, pour des matériaux donnés, chacune des propriétés du béton est fonction du rapport eau/ciment. En appliquant le facteur K à la quantité de FSC, on le convertit en une quantité équivalente de ciment. On peut calculer le facteur de rendement pour n'importe quelle propriété du béton. Il faut souligner que K est une quantité *très petite* et que, par conséquent, il est essentiel que les données d'essais soient très précises. Cette nécessité a été démontrée par Modéer (61) qui a étudié les variations observées entre les gâchages successifs de bétons renfermant ou non des FSC, ainsi que par Maage et Hammer (56).

Un autre facteur, le *facteur de remplacement du ciment* (K_c) est défini comme la différence de teneur en ciment nécessaire à l'obtention d'une résistance égale, dans les bétons aux FSC, et le béton témoin présentant un affaissement semblable, divisée par la teneur en FSC. Le facteur K_c tient compte des différentes quantités d'eau de gâchage des deux types de béton. Il en résulte que sa valeur numérique dépend du type et de la quantité d'agent réducteur d'eau utilisé, raison pour laquelle ce facteur est jugé moins *fondamental* que le facteur de rendement K. La relation entre ces deux facteurs est abordée par Sellevold et Radjy (36). Par ailleurs, Skrastins et Zoldners (62) donnent des exemples du facteur K_c fondés sur l'expérience pratique de la fabrication du béton prêt-à-l'emploi.

La figure 5.1 montre que la courbe d'augmentation de la résistance en fonction du rapport eau/ciment reste à peu près semblable, mais atteint un niveau plus élevé quand des FSC sont ajoutées au béton.

La majorité des articles publiés sur les FSC contiennent des données sur la résistance à la compression, mais seulement quelques-uns contiennent suffisamment de données pour permettre le calcul des facteurs

K. Løland (63) s'est livré à l'analyse des données de Johansen (50) et Løland et Hustad (60) ont calculé que K était égal à 2 dans le béton aux FSC contenant 300 kg/m^3 de ciment ou plus, tandis que le facteur K d'un béton plus maigre était égal à 3. Sellevold et Radjy (36) l'ont établi entre 2 et 4 en attribuant la plus haute valeur aux mélanges riches, contrairement à Løland. Conformément à l'expérience pratique générale, ils ont aussi trouvé que le facteur K est plus élevé par poids de ciment dans un béton renfermant 8 % de FSC que dans un béton en renfermant 16 %. Sorensen (64) a constaté que les facteurs K se situaient entre 2 et 5, et étaient plus élevés dans les mélanges riches et plus faibles dans les mélanges à plus haute teneur en FSC.

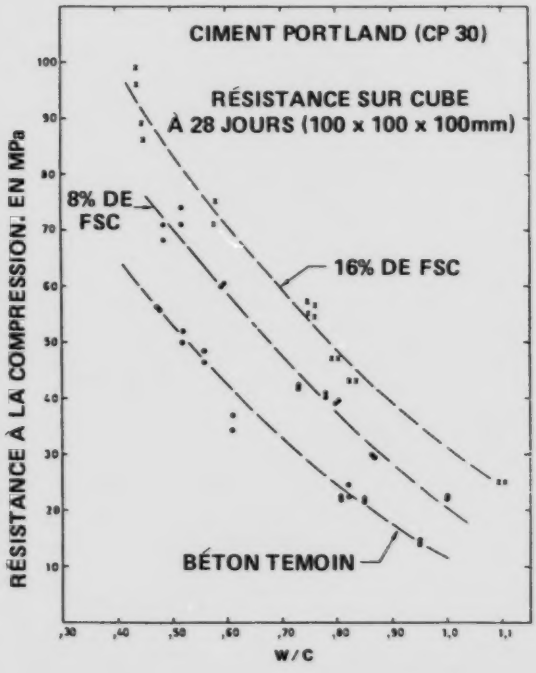


Figure 5.1 — Résistance à la compression à 28 jours, en fonction du rapport eau/ciment pour des bétons à teneurs variées en FSC. On ne fait pas de distinction entre les bétons renfermant un agent réducteur d'eau et ceux qui n'en contiennent pas (36).

On remarque à l'occasion que des résultats concernant la résistance ne suivent pas la tendance générale. Carette et Malhotra (40), par exemple, font état de la résistance de bétons présentant un rapport W/(C + S) de 0,40 dans lesquels on a remplacé entre 0 et 30 % du ciment

par des FSC. On a utilisé une quantité variable de superplastifiant pour en conserver l'ouvrabilité. La résistance à la compression à 28 jours est restée la même dans les mélanges renfermant entre 5 et 20 % de FSC, contrairement aux prévisions établies compte tenu des résultats norvégiens.

On a constaté que la résistance potentielle des FSC varie quelque peu selon le type de ciment utilisé (36). Cependant, lorsque l'on tient compte de l'imprécision du facteur de rendement, l'analyse de quatre types de ciment (trois mélanges de ciment portland, aux cendres volantes et de laitier) a démontré que de telles différences ne sont probablement pas significatives du point de vue statistique (56).

Malhotra et Carette (65) ont démontré qu'une faible teneur en FSC peut compenser la perte de résistance dans les ciments mélangés contenant 50 % de laitier, mais seulement après 14 jours.

On a souvent traité de l'utilisation d'agents réducteurs d'eau dans les bétons aux FSC, ainsi que de leur rôle de dispersion des particules très fines. D'un point de vue pratique, il est en général nécessaire d'y recourir car la capacité d'accroissement de la résistance des FSC peut être réduite par l'accroissement de la quantité d'eau nécessaire. Cependant, il existe peu de preuves que les bétons aux FSC sans agent réducteur d'eau donnent un béton présentant des qualités mécaniques inférieures comparativement au béton témoin, lorsque le rapport W/(C + S) est le même (36). La résistance à la flexion, dont il sera question plus loin, est la seule exception observée. Bien que des examens microscopiques (32) aient permis d'observer divers degrés de dispersion des FSC dans le béton durci, ces écarts ne semblent pas influer sur les propriétés du béton.

Les résultats que nous venons d'indiquer s'appliquent au béton de 28 jours ou plus ayant subi une cure par immersion. Plusieurs articles portent sur les effets d'un séchage précoce sur la résistance. Comme les FSC agissent sur la résistance à la compression principalement entre le troisième et le vingt-huitième jour, on peut supposer que le béton aux FSC est vulnérable à une cure inadéquate.

Johansen (33,50) et Sellevold et Radjy (36) ont étudié l'augmentation de la résistance à la compression de bétons aux FSC ayant subi une cure dans l'eau dès le début et de blocs témoins exposés à l'air du laboratoire immédiatement après le décoffrage. Tant les bétons aux FSC que les autres subissent une perte de résistance lorsqu'ils sont soumis à un séchage précoce; cette perte est de l'ordre de 10 à 20 % si on la compare à celle qui a été observée dans le cas d'échantillons semblables ayant subi une cure dans l'eau. On note peu de différence entre les deux types de béton, peut-être à l'exception du fait que la perte de résistance est un peu plus grande dans les bétons aux FSC d'une résistance inférieure à 30 MPa que dans les bétons témoins équivalents.

Maage et Hammer (56) ont observé que la conservation à sec de cubes de 100 mm faits de ciment portland ordinaire et de ciment portland renfermant 10 % de cendres volantes, immédiatement après le décoffrage ne diminuait pas la résistance du béton même six mois plus tard, comparativement au béton témoin qui a subi une cure dans l'eau. Dans des mélanges contenant 25 % de cendres volantes et 15 % de laitier, la perte de résistance s'est manifestée après 14 jours de cure à sec. Le béton renfermant 10 % de FSC a subi une perte de résistance après seulement sept jours de cure, indépendamment du type de ciment employé. Après un an, la perte de résistance du béton témoin ayant subi une cure à sec était de 10 à 30 % selon le type de ciment employé. Quant au béton aux FSC ayant subi une cure à sec, il avait perdu de 20 à 45 % de sa résistance par rapport aux cubes immergés. Au cours de ces expériences, la cure était exceptionnellement inappropriée : les cubes de 100 mm ont subi une dessiccation sur toutes leurs faces dès qu'ils ont été exposés à l'air. Des essais de suivi menés dans trois laboratoires indiquent que les pertes de résistance résultant d'une cure inappropriée sont réduites de beaucoup lorsqu'on ne laisse sécher les cubes que sur une seule de leurs faces.

Løland et Hustad (60) ont observé que tout type de béton immergé dans l'eau pendant sept jours avant d'être exposé au séchage n'accuse qu'une faible perte de résistance. Petersson et ses collaborateurs (41) ont observé le même résultat avec des bétons immergés pendant cinq jours.

Ces résultats mettent en évidence le fait que les bétons aux FSC doivent être protégés en étaient de cure pour atteindre leur pleine résistance.

Résistance à la traction et à la flexion

La relation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction, à la flexion et à la traction par fendage a été étudiée par certains chercheurs. Løland et Hustad (60) ont recueilli des données sur la traction et la flexion directes dans les bétons aux FSC immergées dans l'eau de façon continue ou exposés à la dessiccation après sept jours d'immersion. L'âge des bétons au moment au moment de la mise à l'essai était de trois mois pour ceux qui avaient été immergés et d'un an pour ceux qui avaient été immergés et d'un an pour ceux qui avaient été exposés à la dessiccation. Løland et Gjørv (66) ont tracé un graphique de la résistance à la traction en fonction de la résistance à la compression pour les deux types de cure. Le graphique révèle que les échantillons sans FSC qui avaient subi une cure à sec présentent un rapport plus élevé entre la résistance à la compression et la résistance à la traction que les échantillons entreposés dans l'eau. Pour ce qui est des bétons aux FSC, les conditions de cure n'ont aucune incidence systématique, et la courbe se situe entre les deux courbes du béton témoin.

Les résultats de l'essai de résistance à la flexion suivent la même tendance que les résultats de l'essai de résistance à la traction.

Johansen (33,50) a rassemblé des données sur la résistance à la compression et à la flexion de bétons exposés à la dessiccation dès le décoffrage. Les échantillons avaient un et trois ans au moment de la mise à l'essai. On n'a observé, en général, aucune incidence marquée des FSC et très peu de différence entre le degré de résistance des échantillons d'un an et ceux de trois ans. On a démontré par un graphique illustrant la résistance à la flexion en fonction de la résistance à la compression que la même relation s'applique aux bétons renfermant respectivement 0 et 5 % de FSC avec ou sans agent réducteur d'eau. Du béton contenant 11 % de FSC et un agent réducteur d'eau présentaient le même rapport, mais les bétons contenant 11 % de FSC sans agent réducteur d'eau et ceux qui renfermaient 25 % de FSC avec ou sans agent réducteur d'eau présentaient une diminution du rapport entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression.

Maage et Hammer (56) ont mesuré la résistance à la traction de bétons constitués de quatre types de ciment et à teneur variée en FSC. Certains échantillons avaient été immergées et les autres exposées à la dessiccation après le décoffrage. Les bétons aux FSC immergés ont tous atteint une plus grande résistance à la traction, pour une résistance à la compression donnée, que les bétons témoins, indépendamment du type de ciment utilisé. Après trois mois de cure à sec, les bétons faits de ciment mélangé ont subi une plus grande perte de résistance (de 15 à 35 %) que des échantillons semblables immergées, tandis que la cure à sec n'a fait subir au béton de ciment portland qu'une perte négligeable de résistance à la traction. Ainsi, la résistance à la traction du béton fait de ciment mélangé ou de tout ciment aux FSC, dépend en grande partie des conditions de cure. La figure 5.2 montre que tous les bétons mis à l'essai présentent des courbes plus ou moins semblables dans un graphique illustrant la résistance à la traction versus la résistance à la compresssion dans les deux types de cure. (On notera que le graphique de la figure 5.2 indique une tendance générale, mais obscurcit les résultats détaillés dont il est fait état.) La figure 5.2 ne correspond pas à la réaction prévue quand la cure à sec est précédée de sept jours d'immersion, comme il est exposé plus haut (66). Bien que le tableau ne soit pas entièrement clair à l'heure actuelle, il indique cependant que les premiers jours de cure sont importants. La dispersion peut également jouer un rôle car les bétons sans plastifiant se sont révélés plus vulnérables à une mauvaise cure que ceux qui en renfermaient. Cette observation s'applique à des bétons présentant la même résistance à la compression.

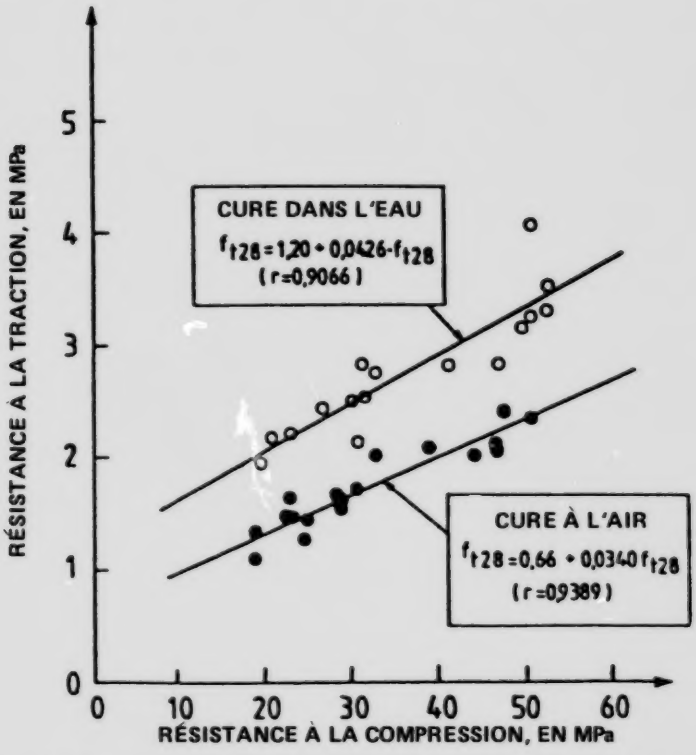


Figure 5.2 — Rapport entre la résistance à la compression et la résistance à la traction d'échantillons conservés à l'eau (°) et d'échantillons exposés à la dessiccation à l'air dès le décoffrage (•). Quatre types de ciment renfermant de 0 et 10 % de FSC ont été utilisés (36).

Fragilité et module d'élasticité

Les pâtes de ciment renfermant plus de 10 % de FSC ont été jugées fragiles (6,67). On a appliqué les principes de la mécanique des ruptures à l'étude de la fragilité ou de la ductilité des bétons aux FSC. Løland et Hustad (68) ont comparé la ductilité de bétons d'une résistance de 25 MPa contenant 0 et 10 % de FSC en poids de ciment. Ils en ont conclu que la différence était minime et que le béton aux FSC présentait une ductilité un peu plus faible. Une étude plus complète menée par Løland (69), revue plus tard par le même auteur (63), portait sur plusieurs qualités de bétons, ainsi que sur la cure à sec et à l'eau. Un diagramme de la *déformation maximale de la zone de fracture* en fonction de la résistance à la traction n'a révélé aucune différence systématique entre les bétons aux FSC et les bétons témoins. La condition de cure

exerce une influence, mais on estime généralement que le principal effet est qu'une augmentation de la résistance provoque une plus grande fragilité.

Des sections de tunnel ont été fabriquées en béton aux FSC à haute résistance (supérieure à 80 MPa) pour protéger des conduites de gaz sur la côte ouest de la Norvège. Einstabland et ses collaborateurs (70) ont exposé les détails de ces travaux, notamment les diagrammes contrainte-déformation du béton. Les courbes contrainte-déformation étaient presque linéaires jusqu'à un niveau de contrainte de 0,2 %, avec une contrainte de rupture approchant 0,3 %. Helland et ses collaborateurs (71) ont obtenu des diagrammes contrainte-déformation plus complets en utilisant une machine d'essais de grande rigidité, conçue pour les bétons aux FSC à haute et à très haute résistance (supérieure à 100 MPa). Ils ont observé non seulement que la déformation de rupture

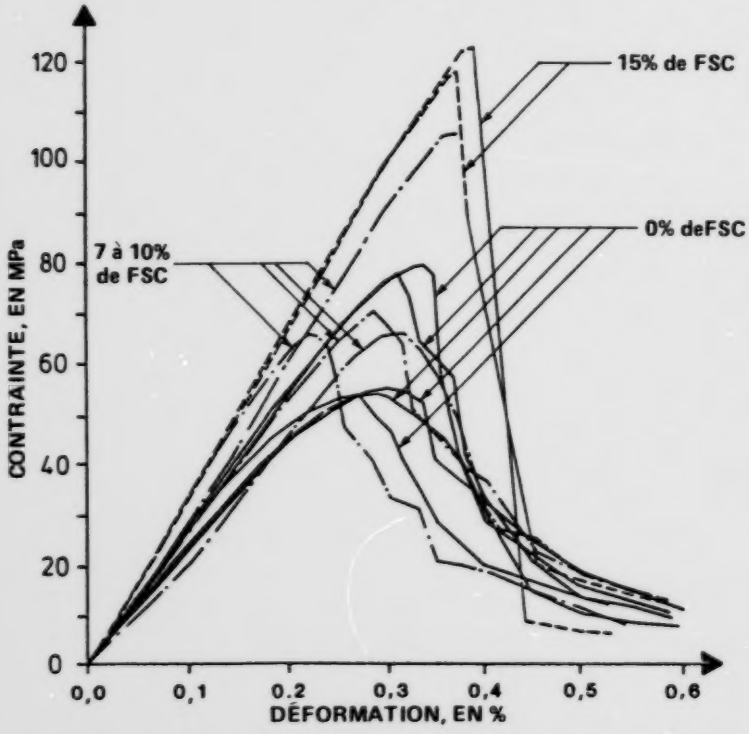


Figure 5.3 — Diagramme contrainte-déformation de bétons à résistance élevée sous compression.

Légende : _____ = 0 % de FSC
__ . __ = 7 à 10 % de FSC
_ _ _ _ = 15 % de FSC et granulat de basalte (71)

augmentait avec la résistance, mais aussi que la pente *descendante* de la courbe contrainte-déformation était plus prononcée (figure 5.3). Ces données correspondent à celles qui ont été observées dans le cas du béton normal. Un béton fragile ne témoigne pas forcément d'une construction fragile, la stabilité de cette dernière dépend plutôt de la conception et des armatures. Helland et ses collaborateurs (71) ont publié des données d'essais sur des poutres de béton armé qui ne se sont pas désintégrées. Leur défaillance a été graduelle, sans doute parce que la rupture due à la compression était localisée et qu'elle s'est progressivement répandue à l'intérieur de la section transversale.

La grande déformation de rupture du béton aux FSC à résistance très élevée est une conséquence du fait que le module de Young d'élasticité, E, n'augmente pas autant que la résistance à la compression. Løland(63) a recueilli des données concernant le module d'élasticité E en fonction de la résistance à la compression dans un grand nombre de bétons, et toutes confirment cet écart. Il n'a relevé aucun écart marqué entre le béton aux FSC et le béton témoin. Sellevold et ses collaborateurs (6) ont démontré que le module E dynamique des pâtes de ciment s'élève à mesure qu'on augmente la teneur en FSC. Dans le béton, cependant, ce sont les granulats qui déterminent le module E. Ainsi, une rigidité accrue de la phase de cimentation influe peu sur le béton.

Combinaisons de cendres volantes et de FSC

Plusieurs chercheurs ont étudié la possibilité d'utiliser des FSC mélangées à des cendres volantes. En général, le but visé est de tirer parti de la haute réactivité des FSC pour compenser la lenteur d'augmentation de la résistance des bétons aux cendres volantes. Les résultats obtenus par Carette et Malhotra (72) confirment cette possibilité. Mehta et Gjørv (29), Dagestad (37), Rasmussen (58), Regourd et ses collaborateurs (73), Tendal et Sanne (74), ainsi que Carles-Gibergues et ses collaborateurs (75) ont également mené des recherches sur le sujet.

On s'est récemment penché en Norvège sur les effets des FSC dans le béton fait de ciment renfermant des cendres volantes. Ce ciment mélangé est finement moulu, de sorte que l'augmentation de la résistance corresponde à celle du ciment portland. Un large éventail des propriétés du béton aux FSC à partir d'un tel mélange de ciment est présentement à l'étude; Maage et ses collaborateurs (39,56) ont publié certains des résultats de ces études. Ils n'indiquent aucun écart marqué en ce qui a trait aux effets des FSC dans les bétons renfermant du ciment portland ordinaire ou un ciment mélangé renfermant 10 % de cendres volantes. Comme on l'a déjà vu, les résultats observés avec des ciments mélangés renfermant 25 % de cendres volantes témoignent d'une plus grande sensibilité à la température et aux conditions de cure.

Dans le contexte d'une vaste étude sur le sujet, Opsahl (123) a procédé à l'essai de 25 mélanges de béton avec et sans FSC suivant la méthode préconisée dans la norme C 666 de l'ASTM. Outre le module E d'élasticité dynamique, il mesura la résistance à la compression de bétons ayant subi un essai de gel et de dégel. Afin d'accélérer l'étude comparative des bétons, aucun d'entre eux ne contenait d'air entraîné. Les résultats indiquèrent que le facteur de rendement des FSC était plus élevé relativement à la résistance au gel qu'à la résistance à la compression.

Carette et Malhorta (40) ont, eux aussi, vérifié la résistance au gel (Méthode A, norme C 666 de l'ATSM, «Freezing in water and thawing in water») de bétons contenant de 0 à 30 % de FSC, et ayant un rapport W/(C + S) de 0,40. Ils procédèrent à l'ajout, en dosages variés, d'un superplastifiant permettant de rendre les bétons maniables; ceux-ci contenaient tous de l'air entraîné. Les résultats obtenus démontrèrent qu'une teneur accrue en FSC provoquait une diminution de la résistance au gel, en particulier pour les bétons à forte teneur en FSC. Par ailleurs, les chercheurs établirent les caractéristiques des vides d'air dans les bétons, mais celles-ci n'ont pas permis d'expliquer les résultats obtenus. En ce qui touche l'ensemble de l'expérience effectuée sur les bétons aux FSC, ils ont noté des irrégularités à l'égard des bétons soumis aux cycles de gel et de dégel, qui résident dans le fait que les résistances à la compression à 28 jours de ceux contenant entre 5 et 20 % de FSC étaient presque identiques. De fait, l'accroissement de la teneur en fumées entraîne d'ordinaire une augmentation substantielle de la résistance. De prime abord, aucune explication ne permet de justifier ces anomalies.

Aitcin et Vezina (112) font mention de la résistance au gel et au dégel d'un béton témoin et d'un béton dont le ciment a été remplacé dans une proportion de 3 : 1 par des FSC, au moyen de la méthode d'essai stipulée dans la méthode B de la norme C 666 de l'ASTM. La teneur en FSC dans le deuxième mélange était de 8 % environ. Les deux types de béton comportaient de l'air entraîné, et une fois durcis, les systèmes de bulles d'air présentaient le même facteur d'espacement moyen. D'après leurs conclusions, «le béton aux FSC était de loin supérieur au béton ordinaire».

Yamato et ses collaborateurs (124) ont mis à l'essai (Méthode A, norme C 666 de l'ASTM) des bétons de rapports W/(C + S) de 0,25, 0,35, 0,45 et 0,55 et de teneurs en FSC de 0, 5, 10, 20 et 30 %. À l'exception du rapport W/(C + S) prédominant, aucun des mélanges ne contenait d'air entraîné. Les chercheurs ont procédé à des essais de gel et de dégel après 28 jours de cure dans l'eau. Ils constatèrent qu'aucun des échantillons, pas même ceux à air entraîné, ne comportait de système de vides d'air satisfaisant. De même, pour tous les bétons de rapport W/(C + S) égal à 0,25, l'indice de durabilité était supérieur à 90 et décroissait quelque peu suivant l'augmentation de la teneur en FSC. Au-delà de 0,25,

les résultats ne furent guère encourageants. De manière générale, les bétons dont le comportement laissèrent le plus à désirer furent ceux contenant 20 et 30 % de FSC. Cette constatation vient corroborer les résultats décrits par Carette et Malhotra (40), ainsi que Cheng-Yi et Feldman (31), voulant qu'une teneur très élevée en FSC (20–30 %) et un rapport W/(C + S) de l'ordre de 0,35 à 0,55 diminuent la résistance au gel du béton, tandis qu'une teneur moindre semble en général favorable pour nombre de rapports W/(C + S).

Sørensen (125) décrit la résistance de bétons aux FSC aux cycles de gel-dégel en présence de sels déglaçants. L'essai s'est déroulé conformément à la Recommandation CDC 2 (RILEM) sur des échantillons purs et complémentaires préséchés à 45 °C à 14 jours. Il est ressorti de cet essai que le préséchage avait une incidence nocive, en particulier sur les mélanges témoins. Par contre, l'entraînement d'air présentait des effets très favorables, quoique les bétons renfermant 10 % de FSC et de rapport W/(C + S) de 0,38 étaient résistants sans air entraîné. Toutefois, il convient de noter que des bétons de composition équivalente se sont révélés moins résistant au gel lors d'études subséquentes.

Lehtonen (110,111) a effectué des expériences d'éclatement par le sel sur des bétons à air entraîné dont le ciment a été remplacé dans une proportion de 0 à 15 % par des FSC. Pour tous les bétons, le rapport W/(C + S) était de l'ordre de 0,45. Les résultats obtenus ont indiqué qu'une teneur accrue en FSC améliorait de façon substantielle la résistance à l'éclatement. Au-delà des 28 cycles recommandés par la norme RILEM, le béton tendait à éclater. À 56 cycles toutefois, le taux d'éclatement de tous les bétons contenant des FSC était très inférieur à celui du béton témoin.

Virtanen (108) a étudié l'incidence des FSC, des cendres volantes et du laitier en remplacement du ciment sur la résistance au gel. Les mélanges, avec et sans air entraîné, étaient dosés de façon à offrir une résistance à la compression à peu près égale (30–40 MPa). La structure des pores et les caractéristiques des vides d'air furent déterminés, ainsi que les paramètres relatifs à la résistance au gel et à l'éclatement par le sel. Selon les conclusions de Virtanen, le béton auquel on a ajouté des FSC est plus résistant au gel et dégel que le béton témoin, de résistance et de teneur en air égales.

À l'occasion d'autres essais, Virtanen (109) s'est concentré sur la confection d'un béton de haute durabilité destiné aux poutres de rive de ponts. Les mélanges utilisés étaient composés de ciment dosé à environ 400 kg/m^3, remplacé dans une proportion de 1 : 1 par des FSC d'une teneur de 0, 4, 8 et 16 %. Des superplastifiants et des agents entraîneurs d'air furent incorporés aux mélanges, dont la résistance à la compression à 28 jours se situait entre 42 et 56 MPa. Lors de l'essai de résistance au gel et au dégel, on plaça en alternance des cubes de 100 mm dans l'eau à 20 °C (16 h), puis on les congela dans une solu-

tion saline à – 15 °C (8 h). Selon les normes finlandaises, le volume des échantillons ne doit pas diminuer de plus de 5 % après 25 cycles. Dans tous les cas, on a pu constater que l'accroissement de la teneur en FSC réduisait l'éclatement, malgré la diminution de la teneur en air accompagnant l'augmentation des FSC (figures 6.4 et 6.5).

Dans le contexte d'un vaste programme d'essai à long terme réalisé sur le chantier, Rasmussen (113) fait état de bétons à air entraîné comprenant des types de ciment et des teneurs en FSC variés. Le rapport provisoire porte sur un essai en laboratoire de résistance au gel par le sel (analogue à la norme 4846 de l'ISO) d'échantillons semblables à celles exposées aux conditions prévalant sur le chantier. Les mélanges furent répartis en trois catégories, selon la teneur en ciment. Pour les mélanges contenant des FSC, la teneur était de 10 % et le ciment remplacé dans une proportion de 3 : 1. Les rendements les moins probants furent ceux des mélanges à ciments mélangés (25 % de cendres volantes) et aux FSC (mélangés à 200 et 260 kg/m^3 de ciment). Ces piètres résultats peuvent s'expliquer par le fait que la précure n'était que de 14 jours dans l'eau et de 14 jours à l'air, ce qui est insuffisant pour l'optimalisation du rendement des cendres volantes. Pour tous les mélanges plus riches (dosés à 300-400 kg/m^3 de ciment), les résultats furent satisfaisants.

Un inconvénient inhérent à ces résultats réside dans la difficulté de répéter l'essai de gel-dégel. Lors d'un second essai, vraisemblablement identique au premier, tous les échantillons présentèrent un taux d'éclatement bien moins important. Le classement des rendements des différents mélanges de la série demeura toutefois inchangé. On constate ainsi les difficultés associées aux présentes méthodes d'essai normalisées qui devraient pouvoir, au stade actuel, reproduire un tel classement parmi différents échantillons mis à l'essai simultanément. De toute évidence, il est fort peu indiqué d'effectuer des essais sur la base de critères absolus.

Au Service de technique du bâtiment de l'Institut danois de technologie de Copenhague, on a procédé à l'étude de carottes prélevées sur du béton aux FSC provenant de diverses constructions, dans le cadre d'un programme de contrôle de la qualité (32). Différentes méthodes furent utilisées pour évaluer la résistance au gel, y compris un essai de dilatation correspondant à la norme C 671 de l'ASTM, ainsi que des essais de résistance à l'éclatement par le sel. Il est ressorti de ces recherches que «d'après les essais effectués, les bétons aux FSC présentaient, de manière générale, une résistance accrue au gel».

Propriétés liantes

Les propriétés liantes du béton englobent l'adhérance aux granulats, à l'acier d'armature, aux fibres et l'adhérence entre béton frais et béton déjà durci.

Johansen et Dahl (76) ont étudié le liaisonnement entre deux bétons différents avec diverses combinaisons de béton normal et de béton aux FSC. Ils ont conclu que les FSC constituent un «important matériau d'appoint pour obtenir un bon liaisonnement aux joints ou pour les constructions en deux couches». La faible ségrégation dans le béton aux FSC explique en soit faible en raison d'une mise en oeuvre horizontale.

Carles-Gibergues et ses collaborateurs (77) ont étudié la zone (*auréole*) qui se forme entre le granulat et la pâte de ciment. Cette zone constitue un point faible propice à la propagation des fissures dans le béton. Ils ont observé que les caractéristiques de l'auréole sont modifiées en présence de FSC. Ces dernières réduisent notamment l'épaisseur de la zone. Regourd (2) a observé une «excellente adhérence entre la pâte de ciment et le granulat» dans les mortiers renfermant des FSC. Il semble que l'amélioration de la phase de liaisonnement soit associée à la plus grande stabilité des mélanges aux FSC.

Bürge (78,79) rapporte avoir obtenu une plus grande force d'adhérence aux armatures d'acier en utilisant des FSC dans du béton léger à haute résistance et du béton de poids normal à haute résistance.

Bache (80), ainsi que Krenchel et Shah (81), ont observé une force d'adhérence élevée aux fibres de plastique lors d'une étude sur les bétons aux FSC à très haute résistance. Ramakrishnan et Srinivasan (82) ont étudié du béton armé de fibres d'acier et observé qu'en général, les FSC en améliorent les caractéristiques.

En Scandinavie, l'utilisation du béton projeté armé de fibres d'acier par la méthode de mouillage s'est récemment répandue. Ce procédé permet d'éviter le recours à des treillis d'armature de métal. Une récente étude complète de chantiers et des essais de suivi en laboratoire (83), ont permis de conclure que les FSC constituent un ingrédient important du mélange, mais qu'en raison du manque de contrôle en situation pratique, les effets sont difficiles à quantifier. Le procédé semble avoir rendu moins nécessaire le recours à un accélérateur dans les mélanges de FSC pour maintenir un bas niveau de perte d'élasticité. Corwine (84) a décrit l'utilisation de cette méthode aux États-Unis.

Ohama et ses collaborateurs (85) ont étudié l'utilisation des FSC dans les bétons armés de fibres de carbone. Ils ont conclu que les FSC combinées à un agent réducteur d'eau dispersent efficacement les fibres de carbonne, et que les FSC améliorent l'adhérence du béton aux fibres.

Bergstrom et Gram (86) ont utilisé les FSC pour réduire le pH de l'eau interstitielle du liant hydraulique afin d'améliorer la durabilité de fibres vulnérables aux alcalis. Ils ont conclu que la détérioration des fibres de verre en était retardée, mais non empêchée. Dans le cas des fibres de sisal, ils ont observé que leur détérioration «peut être évitée presque complètement».

Radjy et ses collaborateurs (87) ont publié les résultats d'expériences menées avec des FSC dans du ciment armé de fibres sans amiante.

Toutes ces études indiquent que les FSC peuvent servir à améliorer aussi bien l'adhérence que la durabilité.

Retrait

Traetteberg et Alstad (88) ont mesuré le retrait de pâtes présentant un rapport W/(C + S) de 0,50, avec 0, 5 et 15 % du ciment remplacé par des FSC. Les pâtes ont été durcies 2 ou 28 jours, puis exposées à une humidité relative de 12 à 75 %. Dans le cas des échantillons exposés après deux jours de cure, les résultats indiquaient que le retrait augmentait avec la teneur en FSC. Ce résultat fut particulièrement marqué à des taux d'humidité relative inférieurs à 50 %, c'est-à-dire à des taux inférieurs à ceux auxquels on mesure habituellement le retrait du béton. La même tendance a été observée dans les pâtes ayant subi 28 jours de cure. Au *niveau capillaire*, c'est-à-dire à un taux d'humidité relative supérieur à environ 40 %, la perte de poids des pâtes aux FSC était moindre que celle des pâtes témoins.

En évaluant ces observations, on peut noter que les pâtes étaient faites à un rapport constant W(C + S) : les pâtes aux FSC possèdent une structure des pores plus fine et, par conséquent, retiennent plus d'eau condensée au niveau capillaire à une humidité relative donnée. À des taux d'humidité relative situés sous le niveau capillaire, la perte de poids et le retrait sont limités par la quantité de SCH, celle-ci étant plus grande dans les pâtes aux FSC.

Le retrait du béton est fonction, bien entendu, du retrait de la pâte de ciment, mais il dépend également beaucoup de la proportion du volume occupé par le granulat. On a mené plusieurs études sur le retrait du béton au moyen de méthodes classiques, c'est-à-dire, le retrait non entravé d'échantillons prismatiques à des taux d'humidité relative de 50 à 60 %.

Johansen (33, 50) a mesuré le retrait de prismes de béton exposés à un taux d'humidité relative de 50 %, directement après le décoffrage et après 28 jours de cure dans l'eau. Le rapport W/(C + S) variait entre 0,37 et 1,06, et la teneur en FSC, entre 0 et 25 % par unité de poids de ciment. La fraction de mortier fut aussi tamisée à partir du béton frais

et des mesures de retrait parallèles furent effectuées sur des prismes de mortier. Les bétons produits renfermaient une quantité prédéterminée de ciment et de FSC avec et sans agent réducteur d'eau. Par conséquent, la quantité d'eau nécessaire à l'obtention de l'affaissement souhaité variait grandement, avec pour résultat des rapports W/(C + S) variés et des proportions variables de fractions de granulats. Il est donc difficile de comparer directement les retraits mesurés. Dans les échantillons ayant subi une pré-cure de 28 jours, et renfermant 0, 5 et 10 % de FSC, le retrait mesuré à trois ans variait peu et n'était pas directement lié à l'emploi d'agents réducteurs d'eau, à la fraction du volume de granulat ou au rapport W/(C + S). À 25 % de FSC, l'influence des agents réducteurs d'eau était évidente, car en leur présence, la fraction du volume de granulat augmente. Par conséquent, le retrait est plus faible pour tous les bétons, quel que soit leur rapport W/(C + S). Cette constatation s'applique à des bétons ayant subi une pré-cure de 1 ou 28 jours. En général, un seul jour de pré-cure a eu pour résultat un plus grand retrait, en particulier dans le béton aux FSC et le béton témoin présentant un rapport W/C inférieur à 0,60. Ainsi, dans les bétons de qualité [W/(C + S) inférieur à 0,60], aucune différence n'a été constatée entre le béton témoin et les bétons renfermant respectivement 0, 5 et 10 % de FSC. Le béton renfermant 25 % de FSC produit un plus fort retrait, en particulier celui sans agent réducteur d'eau. Les données sur le retrait dans les mortiers suivaient généralement le même modèle, avec une légère tendance à subir un retrait croissant à une teneur en FSC s'accroissant jusqu'à 10 % et une différence marquée à une teneur de 25 %.

Johansen (33) a appliqué un modèle simple et composite pour mettre en relation les données sur le retrait des bétons et de leurs mortiers équivalents. Il a observé que l'augmentation de la teneur en FSC entraînait un rapport plus bas entre le retrait du béton et celui du mortier. Il en a conclu que cette différence doit tenir à un degré plus élevé de relaxation à la contrainte du béton aux FSC, car le retrait subi par le béton ne correspondait pas entièrement au retrait potentiel du mortier. Il a également suggéré que cette différence pouvait découler de l'augmentation de microfissures dans le béton aux FSC. Tel que discuté plus loin dans le présent chapitre, Christensen (32) a mené des études microscopiques de bétons aux FSC, produits sur des chantiers, qui ont indiqué une plus forte densité de microfissures dans ce type de béton que dans le béton témoin. On n'a pas encore établi l'importance de telles microfissures par rapport aux propriétés du béton; les effets en sont encore indéterminés.

Løland et Hustad (60) ont mesuré le retrait de 25 mélanges de béton renfermant 0, 10 et 20 % de FSC par unité de poids de ciment et présentant un rapport W/(C + S) situé entre 0,37 et 2,11. Les échantillons ont été exposés à une humidité relative de 60 % après sept jours de cure en atmosphère humide. Après 14 mois, on n'a pas observé de différence marquée dans le retrait des bétons dont le rapport W/(C + S)

était supérieur à 0,60. À des rapports moins élevés, le béton renfermant des FSC subissait un retrait moindre que le béton témoin.

Carette et Malhotra (40) ont fait subir une cure en atmosphère humide de 28 jours à du béton dont ils mesurèrent le retrait 84 jours après la production. Deux séries furent mises à l'essai : l'une constituée de 230 kg de ciment plus FSC variant entre 0 et 43 %. On n'utilisa alors aucun agent réducteur d'eau. Le rapport W/(C + S) varia donc entre 0,64 et 0,84, selon la teneur en FSC. L'autre série présentait la même gamme de teneurs en FSC, mais la teneur en ciment plus FSC était constante à environ 400 kg/m^3 et le rapport W/(C + S) à 0,40, en utilisant diverses quantités de superplastifiant. Dans les deux séries, le retrait fut moindre pour les bétons renfermant des FSC. Le temps de mesure des essais était très court, ce qui peut avoir faussé les résultats. Maage (89), par exemple, a mesuré le retrait de bétons renfermant respectivement 0 et 10 % de FSC qui avaient subi une cure de 28 jours avant d'être exposés à l'air. Il a constaté que pour des bétons de résistance comparable, le retrait du béton aux FSC était moindre que celui du béton témoin pendant plusieurs mois, après quoi il tendait à augmenter. Quand on l'exposait à l'air immédiatement après le décoffrage, le béton aux FSC subissait un plus grand retrait au cours de la même période. Les expériences de Maage furent effectuées avec du ciment portland et un ciment mélangé à 10 % de cendres volantes. Les propriétés de retrait des deux ciments ne différaient pas.

Malhorta et Carette (65) ont mesuré, jusqu'à 100 jours, le retrait du béton laitier-ciment renfermant des FSC. Ils n'ont observé qu'une différence négligeable par rapport au béton témoin.

Petersson et ses collaborateurs (41) ont mesuré le retrait de bétons renfermant 0, 7 et 13 % de FSC en poids de ciment après sept jours de durcissement humide. Les mélanges de béton étaient maigres avec un rapport W/(C + S) de 0,80 à 0,94, ainsi qu'une résistance à la compression à 28 jours de 27 à 35 MPa. Quand la période de cure était courte, le béton aux FSC subissait un retrait plus élevée que le béton témoin. Par contre, si la cure durait plus de 80 jours, on ne constatait qu'un faible écart.

Buil et Acker (90) ont mesuré le retrait d'un béton témoin (W/C = 0,44) et celui d'un béton renfermant 33 % de FSC (W/(C + S) = 0,40). Le béton aux FSC présentait, après un an, une déformation due au retrait correspondant à environ 50 % de celle qu'avait subi le béton témoin. Dans les mortiers à résistance élevée renfermant 0 ou 40 % de FSC, Buil et ses collaborateurs (43) ont observé, après 90 jours, un retrait légèrement plus élevée dans le béton aux FSC (99 MPa) que dans le béton témoin sans superplastifiant (50 MPa), tandis qu'un béton témoin (63 MPa) présentant la même teneur en superplastifiant que le béton aux FSC avait subi un retrait presque deux fois plus important.

Helland et ses collaborateurs (71) ont mesuré, selon la norme C 157 de l'ASTM, le retrait d'une série de bétons aux FSC à résistance élevée. Ils ont constaté que le retrait était faible, comparativement à celui qui avait été observé dans le cas des bétons normaux, et qu'il était linéaire à la teneur en eau du béton.

Wolsiefer (91) s'est également penché sur le retrait du béton aux FSC à résistance élevée (supérieure à 100 MPa). Les échantillons soumis à une cure en atmosphère humide de 14 jours avant d'être exposés à l'air (norme l'ASTM C 157) ont subi un retrait inférieur à celui du béton témoin, tandis que le béton aux FSC exposé à l'air après un jour subissait un plus grand retrait.

Il semble, d'après les données dont on dispose, qu'à un rapport W/(C + S) égal, le retrait potentiel d'une pâte aux FSC soit plus élevé que celui d'une pâte témoin. Comme l'ont aussi démontré les essais de mortiers, cet effet est plus évident quand la teneur en FSC dépasse 10 % par unité de poids de ciment.

L'effet de l'exposition précoce à la dessiccation est moins clair; qu'elles renferment ou non des FSC, les pâtes n'y sont que peu vulnérables. Par contre, les mortiers ont nettement tendance à subir un retrait accru s'ils sont exposés tôt à la dessiccation. L'importance du retrait était identique dans les mortiers renfermant 0, 5 et 10 % de FSC.

Il est encore plus difficile d'évaluer les données concernant le retrait du béton, car la proportion du volume occupé par le granulat joue un rôle important; dans les expériences de laboratoire, cette variable n'est d'ordinaire pas optimisée. On obtient un retrait minimal en gardant aussi bas que possible le rapport W/(C + S) (qualité maximale) et la proportion du volume pendant la phase de cimentation. Aussi, l'utilisation d'agents réducteurs d'eau est importante, car elle permet de réduire la proportion du volume pendant la phase de cimentation. Toutefois, les agents réducteurs d'eau en eux-mêmes provoquent un accroissement du retrait, annulant ainsi en totalité ou en partie les avantages obtenus par la réduction de la teneur en eau.

Les résultats exposés ici indiquent que la teneur en FSC, au moins jusqu'à 10 % en poids du ciment, influe peu sur le retrait du béton. Dans le cas du béton exposé à une dessiccation précoce, l'augmentation du retrait est plus marquée dans le béton aux FSC maigre [W/(C + S) supérieur à 0,60] et dans le béton à teneur élevée en FSC (plus de 10 % par poids de ciment). Ce résultat semble aller de soi, car la dessiccation précoce entrave la réaction pouzzolanique.

Un béton aux FSC se dessèche plus lentement qu'un béton témoin de résistance égale, ce qui peut expliquer en partie pourquoi le retrait potentiel plus élevé des pâtes de ciment renfermant des FSC ne correspond pas au retrait observé dans le béton. On sait que la dessicca-

tion lente (ou les grandes dimensions des échantillons) entraîne un retrait moindre du béton.

Enfin, on doit noter que la vulnérabilité du béton à la fissuration n'est pas seulement liée au retrait, mais aussi au fluage et à la capacité de relaxation de contrainte. Par conséquent, les données portant sur le retrait ont une utilité limitée en matière de vulnérabilité à la fissuration.

Fluage

On n'a publié que deux études sur le fluage du béton aux FSC. Buil et Acker (90) ont mesuré le fluage d'un béton témoin (W/C = 0,44, 53 MPa) et celui d'un béton renfermant 33 % de FSC [W/(C + S) = 0,40, 76 MPa] au séchage à l'air libre et dans un environnement étanche. Cependant, il semble que l'étanchéité n'ait pas été très efficace, car des étanches non sollicités ont également subi une déformation considérable. Les échantillons étanches des deux types de béton ont subi un fluage comparable, tandis qu'à l'air libre, le béton aux FSC a subi une déformation due au fluage moindre que celle qu'a subi le béton témoin.

Wolsiefer (91) a mesuré le fluage du béton aux FSC. Les échantillons de bétons à résistance élevée ont été soumises à des sollicitations à 12 heures et à 28 jours. Wolsiefer signale que jusqu'à quatre mois, les bétons aux FSC ont subi un fluage moindre que celui qu'a subi le béton normal à résistance élevée.

Résistance au feu

Aaneland (92) a exposé l'une des faces de divers échantillons de béton à un feu de bois et un d'hydrocarbure. L'un des quatre mélanges mis à l'essai renfermait 9 % de FSC par poids de ciment. La résistance sur cube, à 28 jours, des quatre mélanges de béton variait entre 32 et 35 MPa. Les échantillons avaient 12 semaines et satisfaisaient toutes aux exigences de température sur le côté non exposé à la combustion. On a également évalué l'éclatement du côté exposé. Il semble que le béton aux FSC ait subi un éclatement plus prononcé, mais les donnés sont trop limitées pour que l'on en tire des conclusions générales.

Pedersen (93) a exposé des cylindres de 100 mm de béton aux FSC à résistance très élevée [W/(C + S) = 0,16 et 20 % de FSC] à une élévation lente de température (1 °C/min). Plusieurs échantillons se sont soudainement désintégrés à des températures se rapprochant de 300 °C. Il faut toutefois tenir compte du fait que le dosage des mélanges utilisés était extrême et qu'il n'est pas représentatif du béton aux FSC. Cependant, certaines caractéristiques du béton aux FSC sont impor-

tantes par rapport au problème de l'éclatement. Le béton aux FSC se dessèche très lentement, tandis que sa conductivité thermique est probablement aussi grande sinon plus que celle du béton normal. Ces facteurs indiquent qu'il peut se produire une forte pression de vapeur interne pouvant entraîner un éclatement. Hertz (94) a traité de cette question en regard de bétons dense aux FSC.

La résistance résiduelle du béton aux FSC, après que sa température eût été portée à 530 °C, était étudiée par Dahl (95). L'augmentation de la teneur en FSC a provoqué une certaine diminution de la résistance à la chaleur, tandis que l'immersion dans l'eau, après une exposition à une température élevée, a entraîné un important gain de résistance dans les mélanges renfermant respectivement 0 et 10 % de FSC. Ce gain de résistance était moindre dans les mélanges renfermant 20 % de FSC.

D'après les données indiquées ci-dessus, il semble que l'éclatement, particulièrement en ce qui a trait au béton aux FSC de construction à résistance élevée, soit un problème nécessitant des recherches plus approfondies.

Résistance à l'abrasion et à l'érosion

On sait que les mortiers présentant un rapport eau/ciment très faible (inférieur à 0,25) et une teneur en FSC élevée (supérieure à 20 %) possèdent une très grande résistance à l'abrasion et à l'usure. Cette propriété est utile dans un grand nombre d'applications. Concernant le béton, peu de données publiées sont disponibles. Holland (96) a publié un rapport sur la réparation du bassin d'amortissement du barrage de Kinzua avec du béton aux FSC à résistance élevée. Les résultats en laboratoire des essais d'abrasion et d'érosion furent très prometteurs et les réparations furent effectuées en 1983, après qu'on eut procédé à des essais sur le terrain. Une étude de suivi après un an de service indique que «le béton se comporte comme prévu» (161).

Conclusion : propriétés mécaniques

On peut exprimer la contribution des FSC aux propriétés du béton durci par un facteur de rendement, soit le facteur K. Ce facteur est une très faible quantité qu'on ne peut d'ordinaire pas déterminer avec une grande précision. En ce qui concerne la résistance à la compression, le facteur K se situe entre 2 et 5, ce qui signifie que l'on peut remplacer de 2 à 5 kg de ciment par un kilo de FSC dans un béton donné sans réduire sa résistance à la compression. Il faut cependant que la teneur en eau reste constante et que la teneur en FSC soit inférieure à 20 % en poids du ciment. Il est possible de produire couramment du béton à résistance très élevée (supérieure à 100 MPa) avec des FSC.

Les résistances à la traction et à la flexion du béton aux FSC sont liées à la résistance à la compression d'une façon semblable à celles que l'on peut observer dans le cas du béton normal. Cependant, si le béton aux FSC est exposé à la dessiccation après seulement un jour de cure, sa résistance à la traction et à la flexion est davantage réduite que dans le cas du béton témoin.

La fragilité du béton normal augmente avec la résistance. Il semble que le béton aux FSC présente à cet égard les mêmes caractéristiques que le béton normal.

Les données étudiées indiquent que les FSC peuvent améliorer l'adhérence du béton au granulat, à l'acier d'armature, à diverses fibres ou à du béton plus ancien.

Les pâtes de ciment et les mortiers renfermant des FSC semblent posséder un retrait potentiel plus grand que les échantillons témoins présentant un rapport W/(C + S) comparable. Ce retrait potentiel élevé ne semble pas influer sur le retrait du béton.

Le béton aux FSC possède une conductivité thermique comparable à celle du béton normal, mais une moins grande perméabilité à la vapeur d'eau. Des essais d'exposition au feu indiquent que le béton aux FSC est plus vulnérable à l'éclatement que le béton normal.

Le béton aux FSC à résistance élevée possède des propriétés de résistance à l'abrasion, à l'érosion et à l'usure plus grandes que celles du béton classique.

6. BÉTON DURCI - DURABILITÉ

De nombreux articles traitent, divers aspects, de la durabilité du béton renfermant des FSC. À cet égard, mentionnons les études publiées par Hjorth (1), Gjørv (97), ainsi que Vennesland et Gjørv (98).

On s'entend généralement sur le fait que, mis à part sa composition chimique, la perméabilité d'un béton soumis à des agressions physiques et chimiques est un bon indice de sa durabilité. Nous verrons donc en premier lieu en quoi consiste cette propriété.

Perméabilité

Le terme *perméabilité* renvoie au phénomène de déplacement de gaz, de vapeur d'eau et de liquide dans un matériau poreux, bien que dans le cas des gaz et de la vapeur d'eau, on parle davantage de *diffusion*. Le béton et la pâte renfermant des FSC ont été soumis aux deux essais suivants :

— observation de perte de poids en fonction du temps de séchage;

— migration d'eau en présence d'un gradient de pression.

La diffusion de l'oxygène et de chlorures dans du béton saturé d'eau a également été étudiée et mesurée, à la lumière toutefois de la corrosion d'armature.

Essais de séchage

Sellevold et ses collaborateurs (6) ont mesuré les taux de séchage de disques, de 3 mm d'épaisseur, de pâtes de ciment renfermant des FSC contenant entre 0 et 20 % de FSC en poids du ciment. Dans un groupe, où l'on a assuré un rapport eau/ciment constant et où les FSC tenaient lieu de produits d'addition, on a constaté une chute du coefficient de diffusion relative de 1,0 (teneur en FSC de 0 %) à 0,25 (teneur de 20 %). Cette réduction n'est pas proportionnelle, c'est-à-dire que la réaction par unité de masse de FSC ajoutées s'atténue à mesure qu'augmente la teneur globale en FSC. Dans un groupe parallèle, où fut maintenue constante la teneur en eau de la pâte et le ciment remplacé par des FSC dans une proportion de 3 : 1, on a remarqué qu'à 0, 8 et 16 % de FSC en poids de ciment, les coefficients de diffusion étaient égaux. Ce résultat indique qu'en ce qui a trait à la diffusion de l'eau durant le séchage, le facteur de rendement (K) des FSC dans la pâte pure est de l'ordre de 3 environ, valeur voisine de celle de K, en général, dans le cas de la résistance à la compression.

Sørensen (64) calcula les coefficients de diffusion relative lors d'essais de séchage effectués sur des disques de béton renfermant 0,8 et 16 % de FSC en poids de ciment. Le facteur de rendement obtenu à partir de ces résultats se situait entre 6 et 8, ce qui est supérieur à la valeur de K dans le cas de la résistance à la compression.

La mise en parallèle de ces recherches indique que les FSC influent davantage sur le béton que sur la pâte, en ce sens qu'elles améliorent l'interface pâte-granulats plus que ne le fait la phase liante de la pâte. Cette constatation vaut pour toutes autres propriétés du béton découlant de la qualité de l'interface, telles que l'adhérence et la perméabilité à l'eau.

Perméabilité à l'eau

Les premiers essais de perméabilité portant sur du béton aux FSC ont été réalisés dans les années 1960 par Markestad (99). À partir d'un mélange maigre (W/C de 0,89) dont 20 % du ciment a été remplacé par des FSC, on a remarqué que le béton était *complètement imperméable*

à l'eau sous une pression de sept atmosphères pendant 15 jours (disques témoins de 60 mm d'épaisseur). En 1975, des essais de pénétration d'eau conformes aux normes suédoises ont été effectués sur des bétons auxquels on a substitué au ciment 0, 10 et 20 % de FSC dans une proportion de 1 : 1 (100). Les résultats révélèrent un accroissement de la résistance des bétons aux FSC, et une diminution du taux de pénétration de l'eau dans les bétons renfermant 10 % de FSC de près de 50 % par rapport au béton témoin. L'ajout de 20 % de FSC a permis de réduire davantage le phénomène, mais dans une proportion bien inférieure à deux fois celle obtenue avec 10 % de FSC. Il convient de noter qu'aucun adjuvant réducteur d'eau n'a été utilisé lors de ces essais.

Dans le cadre d'une vaste étude sur le sujet, Hustad et Løland (101) ont mesuré la perméabilité de 25 types de béton. Ces bétons, renfermant 0, 10 et 20 % de FSC en poids de ciment, ont été confectionnés avec et sans adjuvant réducteur d'eau, et comportaient un dosage en ciment variant entre 100 et 500 kg/m^3. L'étude comparée des coefficients de perméabilité, en regard d'une même résistance à la compression à 28 jours, a permis de constater que les bétons aux FSC étaient légèrement moins perméables à des paliers de résistance atteignant 30 à 40 MPa. À des valeurs plus élevées, il devenait impossible d'établir des comparaisons en raison de la trop faible sensibilité de la méthode employée, et tous les bétons étaient essentiellement *étanches*. Par ailleurs, les coefficients de perméabilité pour les bétons à résistance élevée se situaient entre 10^{-13} et 10^{-15} m/s.

Sandvik (57) fait état de coefficients de perméabilité pour des bétons de composition fixe, à l'exception de teneurs en FSC de 5, 10 et 20 % en remplacement du ciment, dans un rapport de 1 : 1. Le mélange témoin dosé à 300 kg/m^3 de ciment présentait une résistance à la compression sur cube à 28 jours de 31 MPa, tandis que la résistance des bétons aux FSC atteignait, selon la teneur en fumées de silice, 36, 43 et 44 MPa, respectivement. On n'a eu recours à aucun adjuvant réducteur d'eau. Les résultats obtenus n'ont pas permis d'établir de comparaisons à résistance égale. Une teneur de 5 % en FSC a donné lieu à une réduction du coefficient de perméabilité de 3×10^{-11} m/s à 6×10^{-14} m/s; dans le cas des bétons à plus forte concentration, il a été impossible d'établir la valeur du coefficient (inférieur à 10^{-14} m/s).

Skurdal (55) a déterminé les coefficients de perméabilité d'un béton témoin et d'un béton contenant 10 % de FSC en poids de ciment. La résistance à la compression sur cube à 28 jours des deux bétons durci à 20 °C, était de l'ordre de 32 MPa environ. Parallèlement, des échantillons ont été durci à 30 °C et à 50 °C. Les essais à 30 °C ont révélé une résistance légèrement moindre à 28 jours, alors qu'à 50 °C, elle chutait d'environ 20 % pour les deux bétons. Les bétons aux FSC affichaient des coefficients de perméabilité invariablement inférieurs à ceux des bétons témoins (cure à 20 °C : $7{,}2 \times 10^{-13}$ et $0{,}5 \times 10^{-13}$ m/s; à 30 °C : 27×10^{-13} et $0{,}8 \times 10^{-13}$m/s; et à 50 °C : 90×10^{-13} et

74×10^{-13} m/s). La cure à la chaleur des deux types de béton a eu pour effet d'en accroître la perméabilité.

Les coefficients de perméabilité obtenus lors de ces deux derniers essais varient quelque peu pour des bétons comparables, malgré l'utilisation d'un appareillage identique. Ce phénomène n'est pas rare lors du mesurage de la perméabilité. Il faut donc faire preuve de prudence en évaluant les effets des FSC à la lumière de résultats obtenus de groupes d'essai différents.

Dans le contexte d'une étude sur la condition de bétons sur le chantier avec et sans FSC, Maage (102) détermina la perméabilité à l'eau de disques provenant de carottes prélevées de diverses structures, dont l'âge variait entre trois et neuf ans. Voirs les résultats à la figure 6.1. L'abscisse [eau ciment + 3x (FSC)] permet de comparer des bétons de résistance à la compression similaire. On a constaté qu'à résistance égale, la perméabilité des bétons contenant des FSC tend à être moindre. L'examen microscopique de sections minces, effectué à l'Institut danois de technologie, a révélé que les mélanges aux FSC étaient en général plus denses et qu'ils contenaient davantage de microfissures. Ces dernières ne semblent influer en rien sur la perméabilité, ni sur les courbes contrainte-déformation mesurées en compression.

On a également mesuré la perméabilité (103) d'un groupe de ciments mélangés aux FSC dans le cadre d'un vaste essai décrit précédemment (56). Malgré certaines fluctuations dans les résultats, il semble qu'à résistance égale, le coefficient de perméabilité des bétons aux FSC est en moyenne légèrement inférieur à celui des bétons témoins. En outre, l'effet des FSC semble moins prononcé pour un ciment mélangé contenant 25 % de cendres volantes. Après une cure initiale de 28 jours dans l'eau, les bétons furent séchés à l'air au cours des six mois précédant l'essai. Comme il a déjà été fait mention, le procédé de séchage et de réhumidification ouvre la structure des pores de la pâte et particulièrement des pâtes aux FSC (6). Selon Johansen (104), les bétons aux FSC étaient devenus plus perméables que les bétons témoins après un tel procédé.

Mindess et Gray (105) ont mené une étude sur la perméabilité de bétons aux FSC et de mélanges témoins, étude où furent mis à l'essai des pâtes et des composites ciment-granulats. D'après leurs conclusions, les fumées de silice semblent réduire la perméabilité. Toutefois, rien n'a permis de constater que la présence de granulats influe de façon sensible sur la perméabilité et ce, probablement en raison de la surface restreinte de l'interface pâte-granulats, par opposition à celle d'un béton normal, et parce que la grande imprécision dont s'accompagnent les mesures de perméabilité a empêché de déceler tout effet lié à l'interface.

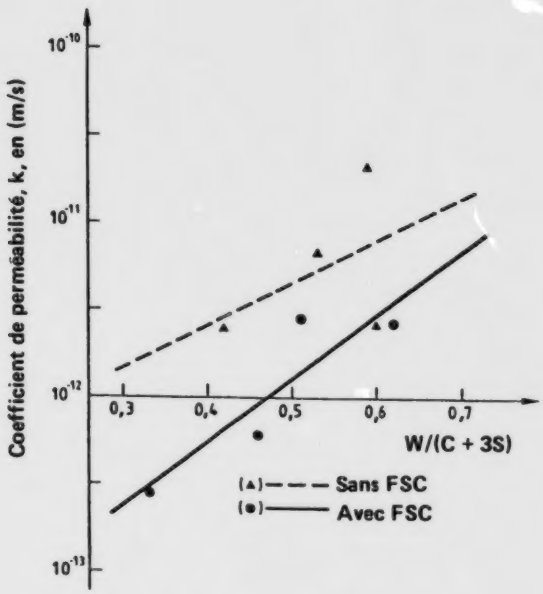


Figure 6.1 — Perméabilité d'échantillons de structures. Rapport W/C pour les bétons témoins et W/(C + 3S) pour le béton contenant des FSC (102).

Conclusion : perméabilité

Les données dont nous disposons indiquent que l'apport de FSC dans le béton réduit la perméabilité plus qu'il n'améliore la résistance à la compression, c'est-à-dire que le facteur de rendement est plus élevé par rapport à la perméabilité qu'à la résistance à la compression. Cette constatation est particulièrement évidente dans le cas de bétons à faible teneur en FSC et à résistance peu élevée.

En comparant les résultats obtenus avec la pâte et le béton, on observe que les FSC améliorent l'interface pâte-granulats en particulier.

Résistance au gel

Bon nombre des recherches sur les bétons aux FSC découlent du besoin en bétons plus durables et spécialement en bétons qui résistent mieux aux cycles de gel-dégel en présence de sels. Ainsi, il convient de souligner les études portant sur les caractéristiques du système de vides d'air, les recherches fondamentales effectuées sur la forma-

tion de la glace et la structure des pores, ainsi que les essais de gel et de dégel avec et sans sels déglaçants.

Entraînement d'air

Dans le cadre d'une étude d'envergure sur les adjuvants entraîneurs d'air dans le béton, Okkenhaug et Gjø rv (106) ainsi que Okkenhaug (107) se sont penchés sur les effets liés aux types de malaxeur, au temps de malaxage, à la granulométrie des granulats et à la teneur en air sur la stabilité de la teneur en air elle-même durant la manutention du béton. Ont également été étudiées les caractéristiques du système de vides d'air pour des bétons avec et sans FSC. Les chercheurs en sont arrivés à la conclusion qu'en dosant la proportion d'entraîneurs d'air, il était relativement facile d'obtenir la teneur globale en air souhaitée dans les deux cas. Le dosage requis pour un béton aux FSC sans agent réducteur d'eau est plus élevée que celui pour le béton témoin, bien qu'avec l'ajout d'un réducteur d'eau, la différence soit moindre. Okkenhaug (107) a également observé que, pour une teneur en air donnée, les vides d'air dans le béton aux FSC présentaient de meilleures caractéristiques, et qu'en présence de vibrations, la teneur en air était plus stable, en particulier dans les mélanges comportant des réducteurs d'eau et des entraîneurs d'air.

Carette et Malhotra (40) ont noté que pour un faible rapport (W/C + S) de 0,40, la substitution des FSC au ciment dans une proportion de 1 : 1 augmentait la teneur requise et entraîneurs d'air. Les mélanges étudiés contenaient également un superplastifiant. Les caractéristiques des vides d'air furent mesurées à partir d'un béton durci, mais contrairement à Okkenhaug et Gjø rv (106), qui employèrent 8 % de FSC en poids de ciment, les résultats ne révélèrent aucune amélioration soutenue. L'ajout de 5 % de FSC permit d'accroître le facteur d'espacement des bulles d'air et la surface spécifique, mais à des valeurs supérieures, les résultats furent davantage probants dans le cas du béton témoin.

Virtanen (108) observa qu'il fallait accroître la proportion d'entraîneurs d'air dans le béton aux FSC plus que dans le béton témoin pour obtenir la teneur en air voulue, mais que cette proportion était inférieure à celle requise dans le cas du béton contenant des cendres volantes et du laitier. La représentation graphique des facteurs d'espacement en fonction de la teneur en air pour les différents mélanges de béton se traduisit par des courbes identiques.

Lors d'un autre essai, Virtanen (109) s'est penché sur des bétons (40-50 MPa) entrant dans la composition de poutres de rive de pont et contenant jusqu'à 16 % de FSC et des entraîneurs d'air en quantités variables. Pour un dosage donné d'adjuvants, une augmentation de la teneur en FSC a eu pour effet de réduire la teneur en air du mélange frais. Par ailleurs, les paramètres relatifs aux vides d'air dans le béton durci n'ont pas été déterminés.

Lehtonen (110,111) a étudié des bétons de rapport W/(C + S)de 0,45 comprenant 0,5,10 et 15 % de FSC. Selon ses conclusions, il est nécessaire d'ajouter davantage d'entraîneurs d'air pour maintenir la teneur en air dans les bétons à dosages croissants. Conformément aux études menées par Okkenhaug (107), il fit ressortir que la teneur en air du béton aux FSC était plus stable lorsque celui-ci était vibré. À l'inverse, Aitcin et Vezina (112) ainsi que Rasmussen (113) signalèrent que, lors de la manutention et de la mise en oeuvre, les bétons aux FSC présentaient une teneur en air inférieure à celle des autres bétons.

Christensen et Jensen (114) font état des résultats d'un vaste programme de contrôle de la qualité du béton [W/(C + S) = 0,35, et 15 % de FSC] des poutres de rive d'un pont. La teneur minimale en air requise était de 3,5 %, la surface spécifique des vides d'air supérieure à 30 mm^{-1}, et le facteur d'espacement maximal de 0,20 mm. Il a été observé que 28 % et 10 % du béton éprouvé ne satisfaisaient pas aux exigences relatives à l'air et à la surface spécifique, respectivement, mais que dans tous les cas, les facteurs d'espacement étaient appropriés. Les auteurs ont donc conclu que les exigences relatives au système de vides d'air dans le béton durci devaient être établies en fonction des valeurs les plus directes, soit la teneur en air selon le volume de la pâte, et la surface spécifique du système des vides d'air. Les valeurs dérivées mathématiquement, tel le facteur d'espacement, sont établies à partir d'hypothèses généralement non fondées.

Lors d'importants travaux concernant l'effet des FSC dans les ciments mélangés, Maage et Dahl (39) ont étudié la question de l'entraînement d'air. Des ciments portland purs ont été employés ainsi que des mélanges à 10 et 25 % de cendres volantes et un mélange de laitier à 15 %.

Quant aux teneurs en FSC, elles étaient de l'ordre de 0,5 et 10 %. Les mélanges étaient dosés de façon à produire des résistances égales de 25 et de 45 MPa à 28 jours. On s'est efforcé de reconstituer des dosages réels — non pas en substituant simplement au ciment un facteur quelconque. Selon les résultats obtenus, la teneur en FSC n'a que très peu influé sur la quantité d'adjuvants entraîneurs d'air requise. La réaction du ciment à la manutention a été simulée au moyen d'un malaxeur et d'un vibrateur. Les résultats ont également permis de conclure que les FSC présentaient une incidence négligeable sur la stabilité de la teneur en air.

En bref, la présente étude indique qu'il est possible d'obtenir un entraînement d'air approprié aussi facilement dans le béton aux FSC que dans le béton ordinaire. Il se peut que les paramètres relatifs aux vides d'air ne s'en trouvent pas améliorés, bien que cette condition soit régie par l'ensemble des facteurs liés à la production du béton. La stabilité de ces paramètres lors de la manutention et de la vibration du béton peut éventuellement être améliorée par la présence de FSC, mais encore, cette condition est fonction du dosage du mélange.

Les importantes fluctuations accompagnant le phénomène d'entraînement d'air dans les bétons aux cendres volantes ne furent pas observées dans le cas du béton aux FSC.

Humidité

Les antécédents et les conditions d'humidité d'un échantillon sont d'une importance considérable à l'égard de sa résistance au gel. Comme l'a établi Fagerlund (115) un béton donné possède un *degré critique de saturation* (DCS) au-dessus duquel il est sujet à une détérioration rapide dans des conditions de gel et de dégel, et en-dessous duquel la détérioration est très lente. Le degré critique de saturation est considéré comme une propriété inhérente au matériau. Pour évaluer la résistance au gel d'un béton dans un milieu donné, il est nécessaire d'en connaître la teneur en humidité de façon concrète. Pour ce faire, on procède normalement à des essais d'absorption capillaire au cours desquels des échantillons préséchées sont hydratées, et dont le gain de poids est mesuré en fonction du temps. En règle générale, le poids augmente rapidement durant la première ou les deux premières journées, puis il se stabilise. Par la suite, l'augmentation est plus lente, ce qui correspond vraisemblablement au remplissage des vides d'air. Cette méthode permet d'anticiper la durée de vie utile d'un échantillon, soit la durée nécessaire pour atteindre le degré critique de saturation.

Des recherches effectuées par Vuorinen (116) ont donné lieu à l'élaboration d'une norme nationale finlandaise (SFS4475) qui définit le *coefficient de protection pores* comme étant le rapport entre les pores non remplis après l'absorption capillaire et l'ensemble des pores hydratables (déterminé d'après la saturation à 150 atmosphères). Selon des données empiriques, le coefficient de protection d'un béton placé dans des conditions particulièrement éprouvantes devrait être de l'ordre d'au moins 0,25.

Nous savons, de façon implicite, que les bétons soumis à ces essais furent exposés au séchage et à la réhumidification. Sellevold et Bager (117) établirent au moyen d'études de calorimétrie à basse température que même des essais de séchage (humidité relative de 58 %) et de réhumidification modérés modifient considérablement la configuration de la glace en formation dans les pâtes et les mortiers. Les échantillons pures dont le rapport eau/ciment est inférieur à 0,50 ne gèlent que très graduellement sur une plage de températures étendue. Toutefois, après le séchage (à température élevée) et la réhumidification, le gel est plus prononcé, en particulier durant l'intervalle suivant immédiatement la première nucléation. Les méthodes finlandaises et celle relative au degré critique de saturation sont donc conformes aux conditions réelles, et les effets de l'humidité devraient être pris en considération lors d'essais pratiques de résistance au gel.

Sellevold et ses collaborateurs (6) ont également procédé à des études de calorimétrie sur la glace en formation dans les pâtes durcies à teneurs variées en FSC. Leurs conclusions indiquent qu'une pâte témoin dont le rapport eau/ciment est de 0,6 s'accompagne d'une crête, ou point de gel *maximal* voisin de 0 °C, ce qui démontre bien, comme on pouvait s'y attendre, le peu de résistance de la pâte au gel. L'ajout de 8 % et plus de FSC s'est traduit par l'absence de crête, le premier gel se produisant à environ – 20 °C. Ce comportement fut perçu comme étant le résultat d'une modification de la structure des pores dans la pâte. Cependant, lorsque les pâtes ne présentant pas de crête séchées de façon graduelle (à une humidité relative de 58 %) et à nouveau saturées d'eau, le point de gel maximal s'est clairement manifesté — comme on a pu également le constater avec les pâtes témoins (figures 6.2 et 6.3). Les expériences indiquent (118) que les pâtes ayant des rapports eau/ciment extrêmement faibles et une teneur élevée en FSC ne formaient pas de crête même après le procédé de séchage et de réhumidification. À la lumière de cette constatation, nous savons donc qu'il

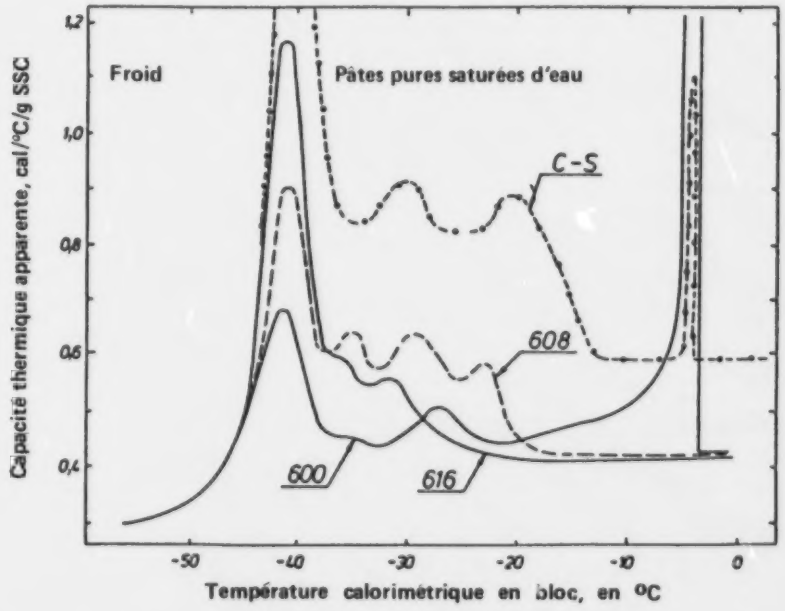


Figure 6.2 — Calorimétrie à basse température (flux thermique) pour des échantillons de pâte pure saturée d'eau. Les deux derniers chiffres des nombres d'identification représentent la teneur en FSC. Tous les échantillons affichent un rapport W/C de 0,60. Les zones situées en-dessous des crêtes correspondent à la chaleur de fusion, proportionnellement au taux de glace formée (6).

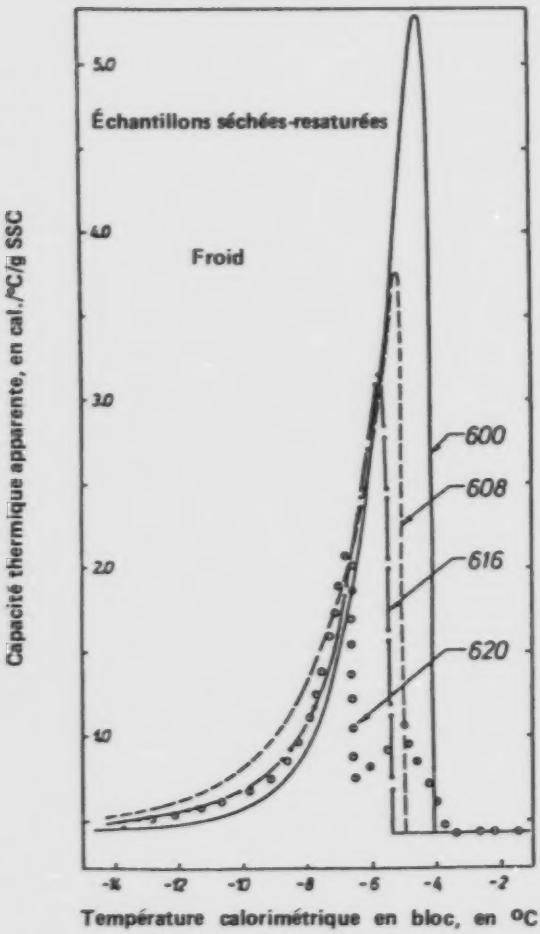


Figure 6.3 — Calorimétrie à basse température (flux thermique) pour des échantillons de pâtes séchées-resaturées. Les deux derniers chiffres des nombres d'identification représentent la teneur en FSC. Tous les échantillons ont un rapport W/C de 0,60. Les zones situées en-dessous des crêtes correspondent à la chaleur de fusion, proportionnellement au taux de glace formée (6).

est possible de produire un béton aux FSC qui soit résistant au gel sans air entraîné, à condition que le rapport eau/ciment soit suffisamment faible et la teneur en FSC égale à 10 % ou plus en poids de ciment. L'administration danoise de la voirie, entre autres (119, 120), procède actuellement à des essais dans l'industrie pour tenter de vérifier le bien-fondé de ces données.

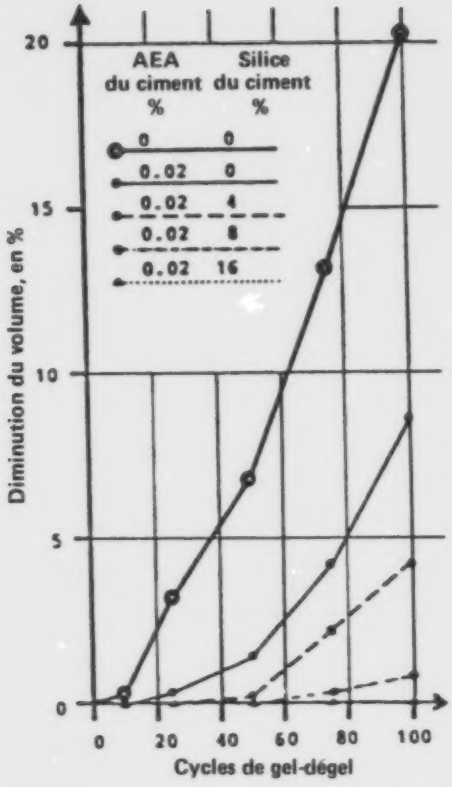


Figure 6.4 — Diminution du volume en fonction des cycles de gel–dégel lors d'un essai de résistance au gel par le sel (109).

Essais de résistance au gel

Bernhardt (121), dans le premier article publié sur le béton aux FSC, fit état de résultats provenant d'essais sur la résistance au gel. Pour obtenir un béton de fort affaissement doté d'un rapport eau/ciment de 0,40, aucun adjuvant ne fut utilisé, ce qui explique la teneur en ciment extrêmement élevée (730 kg/m^3). La teneur en FSC variait entre 10 et 30 % et le rapport eau/ciment entre 0,40 et 0,96. La méthode d'essai consista à geler le béton à l'air et à le dégeler dans de l'eau de mer; sa résistance au gel fut évaluée à la lumière de la perte de poids en fonction des cycles de gel. Le comportement des bétons aux FSC fut de loin supérieur à celui des bétons témoins, en particulier des bétons ayant subi une cure adéquate avant l'exposition au gel et au dégel. Des recherches subséquentes sont venues conforter cette observation voulant qu'il faille davantage de temps pour permettre au béton aux FSC d'atteindre un rendement optimal.

Deux études récentes ont porté sur la question des conditions d'humidité du béton aux FSC relativement aux essais de résistance au gel. Virtanen (109) a établi le *taux de compacité de sécurité* pour une gamme de bétons de diverses teneurs en air comportant des dosages en FSC de 0, 4, 8 et 16 %. Pour une teneur en air donnée, l'accroissement du taux de compacité de sécurité est fonction de l'augmentation de la teneur en FSC. Par exemple à 6 % d'air, le rapport passe de 0,25 pour le béton témoin, à 0,70 pour celui renfermant 16 % de FSC. La vitesse d'absorption étant beaucoup plus lente dans ce dernier cas, il est donc possible que les bulles d'air demeurent vides à la suite d'une période d'absorption d'eau donnée.

Lehtonen (111) ajoute à l'étude en élaborant des courbes d'absorption de l'eau en fonction du temps. Dans le cas des bétons dont le rapport W/(C + S) était de 0,45, et la teneur en FSC de 0 et 10 %, le degré critique de saturation ne présentait guère de différences malgré des variations de la teneur en air. Toutefois, en ce qui a trait à l'absorption de l'eau, on a noté des différences notables. Le béton témoin atteignit rapidement un plateau, contrairement au béton aux FSC dont le taux d'absorption de l'eau fut beaucoup plus graduel. Les résultats obtenus témoignent de différences d'importance entre les comportements du béton aux FSC et du béton témoin pour ce qui est du séchage et de l'humidification. Ces données ont probablement une incidence marquée dans la pratique mais d'ordinaire, elles n'entrent pas en ligne de compte pour les essais courants de résistance au gel et de durabilité.

Traetteberg (28) éprouva la résistance au gel de mortiers de 15 jours d'âge de teneurs en air variables. La proportion en FSC variait de 0 à 25 % et le rapport W/(C + S) entre 0,48 et 0,83. La méthode d'essai porta sur le gel des mortiers à l'air et à leur dégel dans l'eau, et on évalua les dommages subis en regard de la variation de la longueur résiduelle et de la réduction du module E d'élasticité dynamique. Tous les mortiers renfermant des FSC dont le rapport W/(C + S) était de 0,60 ou moins ont présenté une excellente résistance au gel pour ce qui est de la variation de la longueur résiduelle et du module E d'élasticité dynamique, alors que le rapport eau/ciment des mortiers témoins devait être de l'ordre de 0,40 pour parvenir aux mêmes résultats. Cependant, les essais de résistance effectués après exposition des mortiers témoins et ceux contenant 5 % de FSC (entraîneurs d'air et réducteurs d'eau ajoutés dans les deux cas) indiquèrent une résistance à la flexion pratiquement nulle. À l'égard du mortier aux FSC, ce résultat est à l'opposé des mesures indirectes de résistance au gel. La contradiction observée entre les mesures directes et indirectes de résistance au gel d'échantillons comportant des réducteurs d'eau et des entraîneurs d'air n'a pas prévalu de façon systématique dans le cas des autres mélanges. Les travaux exécutés ultérieurement ne font pas mention de réactions analogues à cet effet, et force est d'admettre que les résultats auxquels Traetteberg est parvenu sont irréguliers. Selon les principales conclusions qu'il nous livre, l'apport en FSC améliore la résistance au gel des mortiers, et cette propriété n'est pas exclusivement fonction de la qualité du système de vides d'air. Traetteberg détermina également la granularité des mortiers au moyen de la méthode de pénétration du mercure et en conclut que l'effet bénéfique des FSC sur la résistance au gel était liée à des modifications de la structure des pores.

Par ailleurs, Cheng-yi et Feldman (31,122) ont procédé à des essais de résistance au gel, en conformité avec la procédure B de la norme C 666 de l'ASTM, «Freezing in air and thawing in water», à partir de mortiers dont le rapport W/(C + S) était de 0,45 et 0,60 et contenant 0, 10 et 30 % de FSC. À un rapport élevé W/(C + S), l'ajout de FSC a permis une amélioration du rendement. À faible rapport, l'ajout de 10 % de FSC contribua à augmenter la résistance des mortiers, mais une teneur de 30 % diminua la durabilité au gel malgré la résistance accrue du mélange. Aucun des mortiers ne contenait d'air entraîné. Les résultats encourageants obtenus avec les mortiers aux FSC furent imputables à un accroissement du volume des pores de 0,35 à 20 m qui, selon eux, tenaient lieu de vides d'air en raison de leur configuration en forme d'encrier. Toutefois, on ne possède aucune donnée sur le degré de saturation prévalant au cours des essais. Quant à l'observation selon laquelle le mélange au dosage le plus élevé présente la résistance la plus faible au gel, les auteurs l'expliquent par une faible perméabilité conjuguée à une teneur en FSC supérieure à celle qui est requise pour l'accomplissement d'une réaction pouzzolanique complète.

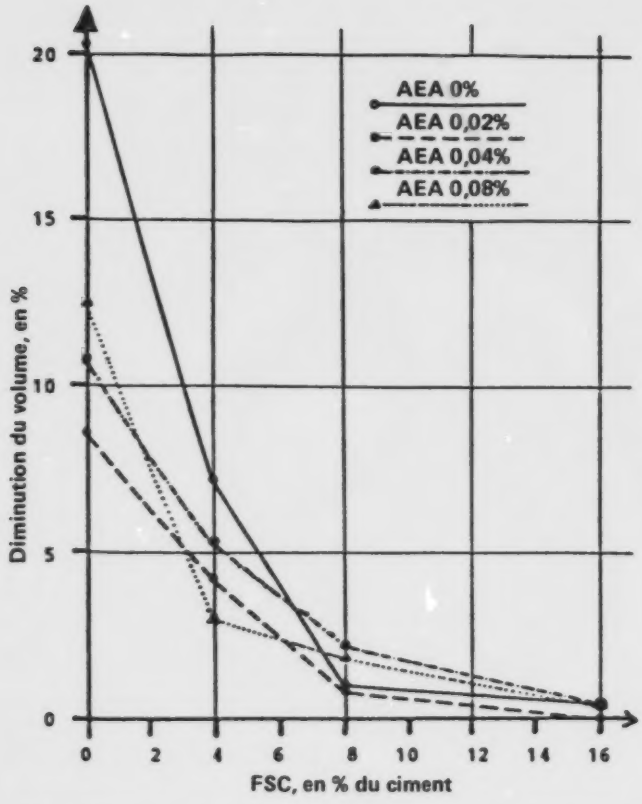


Figure 6.5 — Diminution du volume en fonction de la teneur en FSC après 100 cycles de gel-dégel (109).

Conclusion : résistance au gel

Des méthodes variées ont été mises en oeuvre pour éprouver la résistance au gel du béton aux FSC. Les résultats indiquent qu'à des teneurs inférieures à 15 %, les FSC augmentent la résistance au gel et à l'éclatement par le sel des bétons de tout rapport W/C, plus qu'elles améliorent leur résistance à la compression. A des teneurs plus élevées (de 20 à 30 %) toutefois, il a été démontré que la résistance des bétons de faible rapport W/C (de 0,35 à 0,55) diminue.

Il convient de faire preuve de circonspection en recourant aux méthodes d'essai normalisées pour les bétons aux FSC. Leur réaction au séchage et à la réhumidification peut être beaucoup plus lente que celle des bétons ordinaires. De surcroît, la réaction à des cycles répétés de

gel et de dégel est susceptible de varier : à un nombre peu élevé de cycles (environ 25), la détérioration peut être minime, mais rien n'indique qu'elle ne puisse s'accélérer par la suite. C'est pourquoi il est recommandé de soumettre les échantillons à un nombre de cycles de gel-dégel supérieur à celui qui est d'ordinaire prévu. Malgré la rareté des expériences à long terme sur le comportement des bétons contenant des FSC, les données disponibles ne font état d'aucun problème particulier en ce qui a trait à la résistance au gel.

Résistance aux agressions chimiques

Lessivage et efflorescence

L'efflorescence se produit fréquemment à la surface d'un béton lors du mouillage et du séchage, ou par suite de l'infiltration d'eau dans le béton. Ce phénomène est principalement causé par lessivage de l'hydroxyde de calcium qui provoque une carbonatation de la surface du béton. L'efflorescence constitue avant tout un problème de nature esthétique, mais s'il se produit un important lessivage de la chaux à la surface du béton, celui-ci sera plus poreux et sa résistance ainsi que sa durabilité s'en trouveront diminuées.

Samuelsson (126) a mesuré le lessivage de la chaux à la surface de mortiers de rapport W/C fixe comprenant 0, 5 et 10 % de FSC et soumis à des périodes de pré-cure et des taux d'humidité relative différents. Il en est arrivé à la conclusion que la mesure préventive la plus efficace à cet égard était une cure à une humidité relative comprise entre 80 et 95 % pendant plusieurs jours avant d'exposer le béton à l'eau de lessivage, car cette mesure permet l'hydratation du matériau et favorise la carbonatation dans le système de vides d'air. Quant aux FSC, elles ont permis de réduire le lessivage lors de périodes de pré-cure d'au moins quatre jours en atmosphère humide. Des périodes de cure supérieures à quatre jours n'ont pas fait l'objet de recherches. Il est plausible que l'ajout de fumées ait une incidence plus marquée si l'on permet le développement de l'effet pouzzolanique, ce qui réduirait par le fait même la teneur en chaux libre et assurerait un affinage accru de la structure des pores.

Dans le cas de béton immergé dans l'eau, le lessivage de la chaux constitue un facteur d'appauvrissement prépondérant. Carlsen et Vennesland (127) ont mélangé à des pâtes des ciments portland à prise rapide résistant aux sulfates, ainsi que des FSC dans une proportion de 0, 5 et 10 %. Tout en maintenant le rapport W/(C + S) à 0,50, ils procédèrent à l'immersion en eau de mer de cubes de béton de 12,7mm arrivés à maturité et ce, pendant 540 jours. L'expérience a démontré que la résistance à la compression de tous les échantillons avait chuté de 50 %. Les chercheurs n'ont toutefois pas fourni de motifs à l'appui de ce résultat pour le moins surprenant.

Résistance aux sulfates

Le premier rapport sur les FSC dans le béton, publié en 1952 (121), contient des données sur la résistance aux sulfates de bétons conservés dans une solution de sulfate de sodium à 10 %. Bernhardt a observé que la résistance aux sulfates augmentait lorsque le ciment était remplacé par des FSC dans une proportion variant entre 10 et 15 %. Il a toutefois soulignéque la brièveté des essais ne permettait pas d'en tirer de conclusions définitives.

En 1952, on pratiqua des essais de longue durée sur des échantillons de béton, à l'intérieur d'un tunnel de la région d'Oslo riche en schistes alunifères. Les eaux souterraines, dont le pH varie entre 7 et 2,5, étaient riches en SO_3 (jusqu'à 4 grammes par litre). Deux rapports ont été publiés jusqu'à présent sur le sujet, l'un, de Fiskaa et ses collaborateurs (128), couvrant une période de 12 ans, et l'autre, de Fiskaa (129), s'étalant sur quelque 20 ans. Les échantillons comportaient différents ciments et adjuvants, et dans un cas, on remplaça 15 % de ciment portland ordinaire par des FSC. Tous les mélanges affichaient un rapport eau/ciment d'environ 0,50, à l'exception du mélange aux FSC dont la teneur en eau était supérieure et présentait un rapport W/(C + S) de 0,62. Les dommages furent évalués à la lumière des réductions de volume observées. Après une exposition de 20 ans, on a constaté que les bétons les mieux conservés étaient les bétons composés de ciments résistant aux sulfates ainsi que le béton aux FSC, et que leur rendement était à peu de choses près également satisfaisant (figure 6.6). Parmi les motifs qui justifient le bon rendement des bétons aux FSC, mentionnons :

— la structure affinée des pores et ainsi la réduction du taux de déplacement d'ions nocifs (26);

— la faible teneur en hydroxyde de calcium;

— l'augmentation de la quantité d'aluminium incorporée dans les produits aux FSC, ce qui contribue à réduire la quantité d'alumine disponible aux fins de production d'ettringite (1).

L'inspection des échantillons après une exposition de 30 ans est venue attester de ces résultats (130).

Par ailleurs, des études en laboratoire ont confirmé les données recueillies à l'occasion des essais in situ. Mather (131) mesura la dilatation, dans une solution sulfatée, de prismes de mortier dont 30 % du ciment avaient été remplacés par un volume égal de pouzzolanes variées. Il utilisa trois types de ciment, auxquels il ajouta des FSC. Cette combinaison se révéla être le liant le plus efficace pour contrer la dilatation.

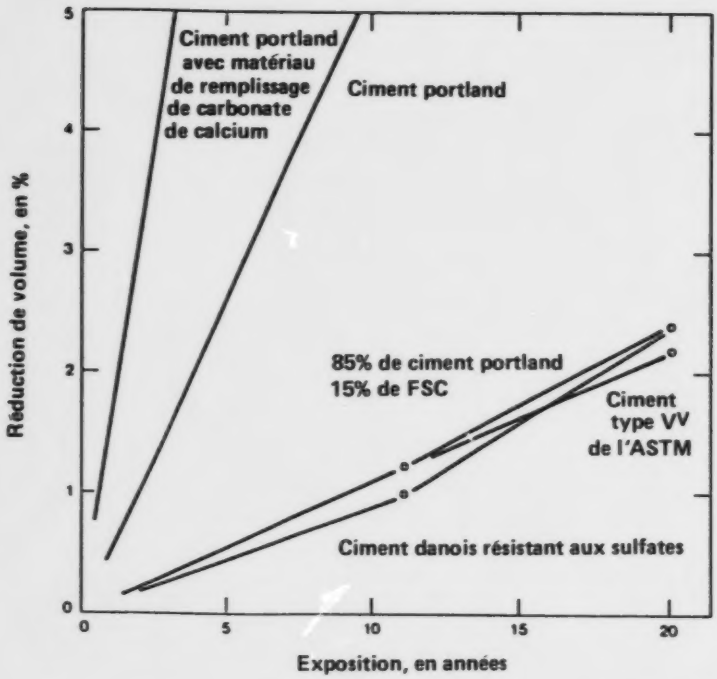


Figure 6.6 — Réduction volumique de prismes de béton de 100 × 100 × 400 mm conservés pendant 20 ans dans un acide sulfaté provenant d'une région d'Oslo riche en schistes alunifères (1, adapté du document de référence n° 129).

Carlsen et Vennesland (127) ont mesuré la réduction de la résistance de pâtes exposées à une solution de sulfate de sodium. Ils ont noté que les pâtes composées de ciment résistant aux sulfates et de ciment portland à prise rapide à 5 % de FSC se comportaient de façon satisfaisante, tandis que la pâte témoin de ciment portland à prise rapide fut très rapidement détruite.

Popovic et ses collaborateurs (132) utilisèrent un ciment portland ordinaire, un ciment mélangé comportant du laitier dans une proportion de 20 % ainsi qu'un autre ciment mélangé composé de 15 % de pouzzolanes naturelles en vue de produire des mortiers témoins et des mortiers auxquels furent d'abord ajoutés 15 % de FSC, puis un superplastifiant pour compenser l'augmentation de la teneur en eau dans les mélanges aux FSC. Après 28 jours de cure dans l'eau, des prismes de petite taille (25 × 25 × 160 mm) furent exposés à une solution de sulfate d'ammonium à 10 %. Les résultats indiquent que la corrosion aux sulfates est prédominante dans cette solution, et que les fumées de silice aident à prévenir ce type de corrosion ainsi que la corrosion due à l'action de l'acide. L'essai Steinegger-Koch dans une solution de sulfate de sodium

«confirme parfaitement le bien-fondé de cette conclusion et atteste du fait que le ciment portland ordinaire et le ciment mélangé aux FSC font preuve d'une meilleure durabilité que le ciment résistant aux sulfates». Il est intéressant de noter que les résultats sont tout aussi probants lorsque les FSC sont utilisées avec ou sans superplastifiant, c'est-à-dire à des porosités totales différentes. Les FSC inhibent la corrosion par le sulfate d'ammonium, ce qui sous-entend que l'effet chimique des FSC prédomine à cet égard sur la réduction de la perméabilité.

Mehta (133) compara la résistance aux agressions chimiques de bétons de ciment portland ordinaire, de bétons modifiés au latex, et de bétons à 15 % de FSC. Dans tous les cas, le rapport W/(C + S) était de l'ordre de 0,33 environ. Le béton au latex subit une cure à l'air, et les deux autres furent immergés pendant sept jours. Par la suite, tous les bétons subirent une cure à l'air pendant six semaines, avant d'être exposés aux agents agressifs. On utilisa deux solutions sulfatées, du sulfate d'ammonium à 5 % et du sulfate de sodium à 5 %, le critère de défaillance étant la période nécessaire aux échantillons pour présenter une perte de poids de l'ordre de 25 %. Les effets du sulfate d'ammonium furent dévastateurs autant pour le béton témoin que pour celui aux FSC, tandis que le béton au latex subit une perte de poids moindre. Mehta attribue cette réaction à la propriété qu'au sulfate d'ammonium de décomposer les hydrates de silicate de calcium, alors que le revêtement au latex retarde la réaction. Il y a lieu de noter que ce résultat s'oppose à ceux obtenus par Popovic et ses collaborateurs (132). Dans cet essai, le béton aux FSC afficha un rendement supérieur à celui du béton témoin dans une solution plus concentrée. Aucun des trois bétons (133) ne s'est décomposé dans la solution de sulfate de sodium, résultat attribuable, selon Mehta, au faible rapport eau/ciment.

Réactions alcali-granulat

Nous n'ignorons plus que les pouzzolanes réactives peuvent servir à contrer les dilatations dont s'accompagnent les réactions alcali-granulat. D'après l'analyse de l'eau interstitielle de la pâte aux FSC (21 et 22), nous savons que les FSC peuvent faire chuter très rapidement les concentrations d'alcalis dans l'eau, ce qui les empêche de participer à la réaction plus lente avec la silice réactive dans les granulats.

Asgeirsson et Gudmundsson (134) ont fait la preuve lors d'essais sur barres de mortier, qu'il était possible de réduire les dilatations à l'aide de FSC (figure 6.7) en les incorporant à des ciments d'Islande contenant des alcalis en proportions élevées et à des sables réactifs. Olafsson (135) fait état d'autres expériences, en Islande toujours, effectuées sur des ciments mélangés aux FSC. Il a constaté que la présence de sels (provenant de granulats marins) tendait généralement à augmenter la dilatation due à la réaction alcali-granulat. Par contre, des teneurs en FSC de 5 et 15 % réduisent la dilatation, avec et sans apport de sels. Une caractéristique inhérente à la dilatation des échantillons aux FSC

est qu'elle s'échelonne sur une période prolongée. Par conséquent, il n'est pas indiqué de recourir à des essais de courte durée (par exemple, 14 jours) pour évaluer l'effet des FSC. Il observa en outre que la diminution de la dilatation était fonction de la réduction des rapports chaux/silice dans les ciments mélangés. À partir de cette constatation, il lui a été possible de déterminer la teneur en FSC permettant d'empêcher les dilatations nuisibles. À l'heure actuelle, tous les ciments d'Islande sont des mélanges renfermant 7,5 % de FSC. On remarque qu'il n'a été publié jusqu'à maintenant aucun rapport faisant état d'expériences in situ dans ce pays.

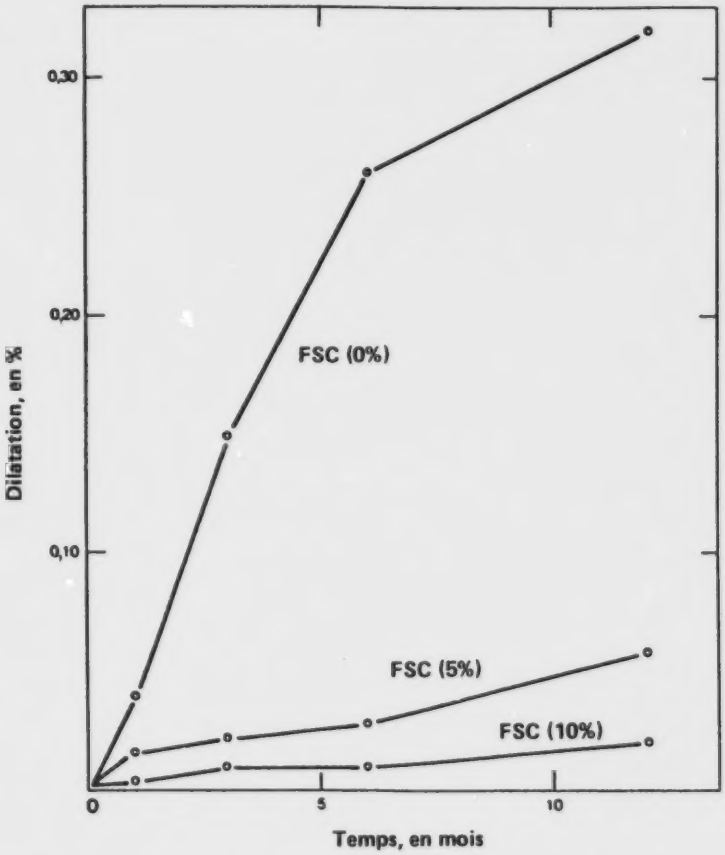


Figure 6.7 — Dilatation de prismes de mortiers composés de ciment aux alcalis en proportions élevées, de sables réactifs et de FSC de trois teneurs différentes (1, d'après les données fournies au document de référence n° 134).

Oberholster et Westra (136) ont étudié l'aptitude de nombreux adjuvants minéraux à réduire la dilatation due à la réaction alcali-granulat dans des mortiers contenant des ciments à haute teneur en alcalis. À cet effet, ils ont pu constater la grande efficacité des FSC. Par ailleurs, la réactivité de plusieurs sables de Scandinavie a été vérifiée au moyen de diverses méthodes dans le cadre du projet Nordtest (137). En dépit du fait que l'objectif premier de l'étude portait sur la comparaison des méthodes d'essai, on a constaté, à la suite de l'examen de plusieurs mortiers, que les FSC pouvaient réduire le phénomène de dilatation.

Perry et Gillott (138) ont mesuré la dilatation de barres de mortiers à 23, 38 et 51 °C en utilisant une quantité très défavorable de granulats opalins réactifs et de ciments mélangés. D'après leurs observations, les FSC ont permis de réduire les dilatations totales de manière importante. Ils ont également constaté, tout comme Olafsson (135), un retard de dilatation avec les mortiers contenant des FSC, une teneur de 5 % de FSC augmentant la dilatation. Ils en ont conclus qu'il fallait remplacer jusqu'à 20 % du ciment par des FSC pour contrer efficacement la dilatation en présence de granulats aussi réactifs. Fait digne de mention, ils ont découvert en comparant avec les mortiers témoins sans superplastifiant, que l'ajout de cet adjuvant augmentait les dilatations de façon spectaculaire. Cette constatation particulièrement évidente dans le cas des mortiers aux FSC, ne pouvait s'expliquer par la présence des alcalis attribuables au superplastifiant.

Il est également ressorti de ces travaux que les FSC ne parvenaient pas à supprimer les dilatations causées par la réaction alcali-carbonate, bien que certaines réductions aient été observées.

Nilsson et Petersson (139) se sont penchés sur la relation existant entre l'humidité et les cratères provoqués par les réactions alcali-silice. Ils ont également étudié l'effet des FSC à titre d'agents inhibiteurs, qui se sont d'ailleurs révélées utiles pour prévenir ce phénomène à une teneur de 5 %. Pour supprimer la dilatation, la teneur en FSC devrait varier entre 10 et 15 %.

Au cours des études menées par Perry et Gillott (138) ainsi que Nilsson et Petersson (139), on a utilisé des FSC provenant de deux sources différentes dont l'une se révéla, dans les deux cas, de beaucoup supérieure à la seconde.

L'aptitude des FSC à empêcher la formation de cratères a également fait l'objet d'une recherche par Petersson (140). Bien qu'il ne pût émettre de conclusions définitives, il remarqua la vulnérabilité des granulats fins à des teneurs en FSC atteignant 10 %.

Les travaux de Popovic et de ses collaborateurs (132), mentionnés plus tôt, ont également porté sur l'efficacité des FSC à supprimer la dilatation causée par la réaction alcali-silice dans le béton. Aucun béton, dont

la teneur en FSC atteignait 23 % en poids d'un ciment à 0,8 % d'alcalis et de granulats de pyrex (norme C 441 de l'ASTM), n'a subi de dilatation.

Aitcin et Regourd (141) font état des résultats d'un essai de trois ans effectué sur des bétons comportant des granulats fortement réactifs et du ciment riche en alcalis. Les bétons maigres à teneur élevée en FSC (de 20 à 40 %) n'ont présenté aucun signe de formation de gel, contrairement aux bétons plus riches à 15 % de FSC. Pour tous les bétons, il est ressorti que la réaction alcali-granulat se déroulait comme prévu.

Autres agents chimiques

Des études ont montré que l'ajout d'un produit spécial contenant 80 % de FSC (142) améliorait la résistance des bétons à une vaste gamme d'agents chimiques agressifs, notamment les nitrates, les chlorures, les sulfates et les acides.

Popovic et ses collaborateurs (132) ont découvert que l'ajout de 15 % de FSC à des mortiers de ciment portland ordinaire exposés à une solution d'acide sulfurique à 5 % et à une solution d'engrais de nitrate d'ammonium à 5 % permettait de *prévenir* la corrosion des mortiers. Ce qu'il faut entendre ici, c'est une diminution de la résistance par rapport à un matériau témoin exposé aux mêmes agents agressifs — et non à l'eau. En outre, les FSC ont permis d'augmenter la résistance du mélange en présence d'une solution de nitrate d'ammonium à 10 %. Le rendement des FSC ajoutées à du ciment portland ordinaire, un mélange de laitier (20 %) et un mélange aux pouzzolanes naturelles (15 %) était dans tous les cas comparable et pouvait être reproduit.

Mehta (133) a comparé les réactions d'un béton témoin, d'un béton au latex et d'un béton contenant 15 % de FSC après exposition à une solution d'acide chlorhydrique à 1 %, à une solution d'acide acétique à 5 %, à une solution d'acide lactique à 1 % et à une solution d'acide sulfurique à 1 %, respectivement. Le rapport eau/ciment de tous les bétons était de l'ordre de 0,33 environ. Les résultats ont démontré que le béton aux FSC présentait en général la meilleure résistance aux agressions chimiques.

Feldman et Cheng-yi (143) ont déterminé la résistance de mortiers mis en présence d'une solution de $MgCl_2$ à 4 % pendant 150 à 170 jours, puis d'une solution chlorée mixte de $CaCl_2$ à 27,5 %, de $MgCl_2$ à 3,9 %, de NaCl à 1,2 % et de $NaHCO_3$ à 2,1 %. Le rapport W/(C + S) des mortiers était de 0,45 et 0,60, et la teneur en FSC de 0, 10 et 30 %. Les périodes de cure précédant l'exposition étaient de 7 et de 28 jours. Dans le cadre de ces essais, les chercheurs ont mesuré la pénétration du mercure, la raideur, la teneur en hydroxyde de calcium et en eau non éva-

porable avant et après l'exposition. Il ressort de leurs conclusions que les FSC et une cure prolongée avant l'exposition augmentaient de façon substantielle la résistance des mortiers. Selon eux, cet effet est principalement attribuable à une perméabilité inhérente réduite. Les autres facteurs à considérer sont les réactions entre les FSC excédentaires, les hydrates de silicate de calcium à faible teneur en calcium, le ciment non hydraté et la solution saline, qui ont tous contribué à réduire le volume total des pores et, de ce fait, la perméabilité.

Conclusion : résistance aux agressions chimiques

Les nombreuses recherches effectuées dans le domaine, conjuguées à l'expérience pratique, ont révélé qu'un des principaux avantages que présente l'ajout de FSC au béton est d'améliorer sa résistance aux agressions chimiques. Les résultats semblent également prometteurs dans le cas de la résistance aux sulfates et de la protection contre les réactions alcali-granulat. De récents comptes rendus indiquent qu'il en va ainsi pour une diversité de substances chimiques agressives.

La bonne tenue du béton aux FSC en présence d'agents chimiques agressifs s'explique par les facteurs suivants :

— structure affinée des pores, d'où la réduction du taux de déplacement d'ions nocifs;

— teneur plus faible en hydroxyde de calcium;

— plus faible rapport C/S des produits de réaction, d'où capacité accrue d'intégrer des ions étrangers (aluminium ou alcalis).

7. CORROSION DE L'ARMATURE

Le processus de corrosion des armatures d'acier placées dans le béton peut se diviser en deux étapes : la prise et la propagation. L'acier contenu dans le béton est d'ordinaire passif et le pH élevé de l'eau interstitielle permet d'empêcher la corrosion. La pellicule d'oxyde de fer passive qui protège normalement l'acier est détruite lorsque la valeur du pH tombe audessous de 10 ou 11, ou lorsque les ions de chlorure atteignent la surface de l'acier, même en présence d'un pH plus élevé. Le taux de corrosion après la destruction de la pellicule d'oxyde de fer est fonction de l'humidité et de l'oxygène, ainsi que de la résistivité électrique du béton.

pH : réaction pouzzolanique et carbonatation

La teneur en alcalis des ciments de Scandinavie est relativement élevée, ce qui fait que le pH de l'eau interstitielle dans le béton est supérieur

à 13,5. Les FSC réduisent la proportion d'alcalis dans l'eau interstitielle beaucoup plus que l'effet de *dilution* lorsqu'elles sont partiellement substituées au ciment dans un rapport de 1 : 1. Page et Vennesland (22) ont constaté que le pH de l'eau contenue dans des pâtes à maturité était d'environ 13,9, 13,4, 12,9 et 12,0 lorsque le ciment était remplacé dans des proportions de 0, 10, 20 et 30 %, respectivement (figure 7.1). Ainsi, il convient de remplacer 30 % du ciment par FSC pour que le pH chute en-deçà du pH soit inférieur au pH d'une solution d'hydroxyde de calcium saturée, soit environ 12,5.

Diamond (21) a établi que le pH d'une pâte contenant 30 % de FSC comme substitut du ciment se situait à 12,2 après 145 jours d'hydratation. Dans des travaux postérieurs, Diamond (144) a fait état d'analyses de l'eau interstitielle effectuées à des intervalles de 4 et 24 heures après malaxage d'une pâte équivalente ainsi que d'une pâte témoin. Il a noté certaines modifications indépendantes des effets de dilution, mais sa conclusion principale est que les FSC ont eu «peu d'incidence mesurable sur les principaux types de composés dissous» au cours des 24 premières heures. De toute évidence, la durée de ces essais est insuffisante pour donner lieu à des résultats probants.

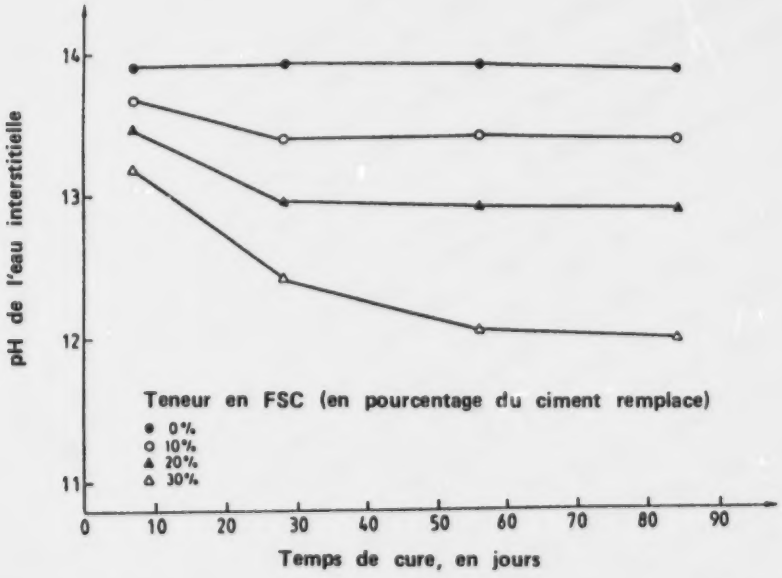


Figure 7.1 — Incidence des FSC sur le pH de l'eau expulsée des pores de pâtes pures. Ciment portland ordinaire, rapport W/(C + S) de 0,50 (22).

Glasser et Marr (145) ont procédé au malaxage de mortiers et de ciments à forte et à faible teneur en alcalis (W/C = 0,60) ainsi que de mélanges où 15 % du ciment était remplacé par des FSC. L'eau contenu dans les pores a été extraite et analysée. Dans le cas du ciment riche en alcalis, après trois mois le pH s'était stabilisé à 13,77 (mortier témoin) et à 13,18 (mortier aux FSC), conformément aux résultats obtenus auparavant par Diamond (21). Par ailleurs, la proportion d'hydroxyde de calcium s'est trouvée réduite de plus de moitié. L'effet des FSC a été prépondérant sur celui des cendres volantes et des pouzzolanes naturelles éprouvées, quoique la réactivité à l'hydroxyde de calcium était comparable à celle d'une silice déposée par hydrolyse à la flamme. Les FSC ont réduit les teneurs en alcalis à près d'un tiers, comparativement au ciment portland témoin; le sulfate soluble a diminué également d'un peu moins de la moitié, mais la concentration de chlorure s'est accrue légèrement, à l'opposé des autres adjuvants minéraux. Selon les auteurs, le faible rapport C/S des hydrates de silicate de calcium formés en présence de FSC est responsable de l'appauvrissement en alcalis, soit par adsorption, soit par stabilisation des composés riches en alcalis.

Gautefall et Vennesland (146) font état d'analyses de l'eau interstitielle de pâtes renfermant du ciment portland ordinaire, des mélanges aux cendres volantes (10 et 25 %) et de laitier granulé (15 %) renfermant tous des FSC dans une proportion variant entre 0 et 15 %. Les résultats concernant l'aptitude des FSC à réduire le pH et les concentrations d'alcalis dans l'eau interstitielle corroborent dans l'ensemble des conclusions citées plus tôt, bien que l'ordre des réductions soit quelque peu tributaire du type de ciment.

Les présents résultats à l'égard de teneurs élevées en FSC sont en accord avec les données thermogravimétriques selon lesquelles plus de 24 % de FSC en poids de ciment sont nécessaires pour que soit entièrement consommé l'hydroxyde de calcium (6).

Les FSC réduisent donc le pH de l'eau interstitielle pour tous les types de ciment, mais à teneur normale, la réduction est trop faible pour supprimer la passivité de l'acier.

Lors de la carbonatation du béton, le pH diminue à tel point qu'il inhibe la passivation de l'acier. La carbonatation se produit alors au détriment de l'hydroxyde de calcium et du CaO dans la phase d'hydrate de silicate de calcium. Le fait que le béton aux FSC renferme moins d'hydroxyde de calcium que le béton témoin ne signifie pas nécessairement qu'il est le plus vulnérable à la carbonatation. D'autres facteurs influent sur le taux de carbonatation : le type de cure, les conditions d'humidité et les taux de diffusion du CO_2. En raison de la complexité du problème, on considère que les mesures directes de la profondeur de carbonatation sont plus pertinentes que des prévisions théoriques fondées, par exemple, sur les teneurs en hydroxyde de calcium.

Meland et Traetteberg (147) ont calculé les proportions d'hydroxyde et de carbonate de calcium de disques mesurant de 3 à 4 mm d'épaisseur. Ces disques étaient composés de pâtes, d'un rapport W/(C + S) de 0,50, renfermant 0 et 15 % de FSC comme substitut au ciment. Les mesures furent effectuées après exposition des disques à l'air à une humidité relative de 50 et 100 % et une teneur en CO_2 de 1 et 3 %. La pâte aux FSC fut conservée en atmosphère humide pendant 21 jours avant son exposition, et la pâte témoin pendant 7 jours. Les teneurs en hydroxyde de calcium des pâtes non carbonatées coïncidaient assez justement avec les données fournies par Sellevold et ses collaborateurs (6), si l'on prend en considération les divers types de ciment employés. Toutefois, d'autres résultats de nature singulière a été obtenus. Conformément aux expériences courantes, la pâte témoin a carbonaté presque entièrement à une humidité relative de 50 %; quant à la pâte aux FSC, elle subit une carbonatation beaucoup plus marquée à 100 % d'humidité relative qu'à 50 %. Qui plus est, une importante carbonatation s'est manifestée dans la pâte aux FSC après un intervalle variant entre un et six mois, alors que la teneur en hydroxyde de calcium fluctuait à peine. On a observé une tendance semblable dans le cas de la pâte témoin. Il y a lieu de noter que durant ces essais, la pression en CO_2 était beaucoup plus élevée que dans des conditions normales. On ne peut tirer de conclusions définitives de ces essais, qui soulignent néanmoins la nécessité d'approfondir le phénomène de la carbonatation et l'incidence de pouzzolanes réactives sur l'hydratation du ciment et sur les produits d'hydratation.

La carbonatation du béton peut d'ordinaire être mesurée au moyen d'un essai à la phénolphtaléine sur les surfaces de rupture perpendiculaires à la surface exposée à la carbonatation. Johansen (50), Vennesland et Gjø rv (98) ainsi que Vennesland (148) ont mesuré la carbonatation à la surface de nombreux échantillons de béton, avec et sans FSC, durant un intervalle de trois ans. Lorsque Vennesland fit le tracé de la profondeur de la carbonatation en fonction de la résistance à la compression à 28 jours des échantillons ayant subi une cure dans l'eau, il réalisa que l'apport de 10 % de FSC n'avait aucun effet sur les échantillons ainsi conservés pendant sept jours avant d'être exposés à l'air en laboratoire. Johansen (50) exposa les échantillons dès le décoffrage. Après trois ans, ses résultats permettent de tirer les deux conclusions suivantes :

— l'absence de cure en atmosphère humide double au moins la profondeur de carbonatation des deux types de béton;

— le béton aux FSC est encore plus sensible à une cure inadéquate que le béton ordinaire.

La condition première permettant d'empêcher la propagation de la carbonatation réside donc dans la conservation adéquate du béton.

Johansen (149) a déterminé la profondeur de carbonatation des mêmes bétons après une exposition de six ans, en utilisant les échantillons exposés directement à la carbonatation suivant le décoffrage et après 27 jours de cure dans l'eau (figure 7.2). À nouveau, l'incidence d'une cure inappropriée joue un rôle prédominant sur l'ampleur de la carbonatation; ainsi, des bétons de résistance inférieure à 40 MPa à 28 jours ont affiché une carbonatation deux fois plus prononcée que les bétons correspondants ayant subi une cure dans l'eau. Le facteur de carbonatation a été moindre dans le cas des bétons de résistance peu élevée, et la profondeur évidemment plus grande. En guise d'exemple, la profondeur de carbonatation d'un béton témoin (25 MPa) ayant subi une cure inappropriée était d'environ 32 mm, tandis que dans le cas d'un

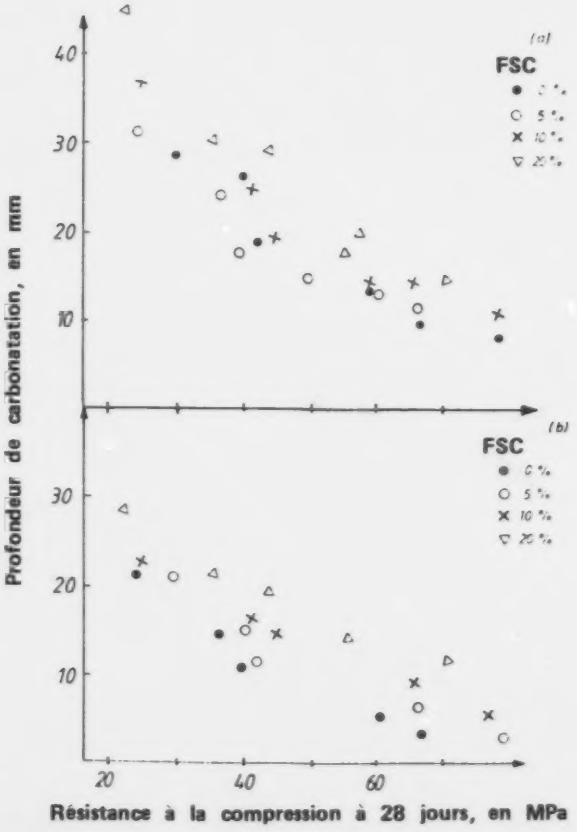


Figure 7.2 — Profondeur de carbonatation pour des bétons après six ans d'exposition à 20°C et à 50 % d'humidité relative. Précure avant exposition : a) un jour dans le coffrage, b) un jour dans le coffrage, puis 27 jours dans l'eau (149).

béton correspondant ayant subi une cure appropriée, elle atteignait près de 22 mm. L'effet des FSC (teneurs de 5, 10 et 20 %) était minime à 5 %, mais se manifestait clairement dans les deux cas lors de la comparaison à résistance égale à 28 jours l'accroissement de la teneur en FSC se traduisit par une augmentation de la profondeur de carbonatation.

Afin de recueillir des données sur diverses conditions prévalant sur le terrain, Maage et Sellevold (150) prélevèrent des échantillons de béton de 16 bâtiments renfermant des FSC et 11 autres sans FSC. L'âge des batiments variait entre 40 et 80 mois et dans tous les cas, la résistance type nominale se situait à 25 MPa. On modifia les valeurs de profondeur de carbonatation de façon à ce qu'elles correspondent aux conditions prévalant à 5 ans. Les résultats enregistrés ne font état d'aucune différence d'importance entre les valeurs moyennes de profondeur de carbonatation à l'égard des deux types de béton (9–10 mm). Le béton aux FSC, cependant, présenta des différences beaucoup plus marquées à cet égard que le béton témoin. Selon toute vraisemblance, ces données témoignent de la sensibilité prononcée du béton aux FSC aux conditions initiales de cure, lesquelles varient considérablement d'un bâtiment à l'autre.

Des recherches ont également porté sur le béton aux FSC de qualité supérieure utilisé dans les structures. Christensen (32) n'a pu déceler aucune incidence des FSC sur la profondeur de carbonatation. Par ailleurs, des carottes prélevées sur un quai de la région de Gothenburg, en Suède, ont été examinées par Maage (102). Aucun des échantillons (dont trois aux FSC), d'une résistance s'échelonnant entre 44 et 68 MPa, ne présenta de profondeur de carbonatation supérieure à 2 mm après sept ans de service. Les mêmes résultats furent observés auprès de deux bétons de 12 ans, l'un renfermant des FSC (résistance de 60 MPa), l'autre étant un béton témoin (résistance de 50 MPa), provenant du toit d'un silo aux fonderies de Fiskaa, à Kristiansand (Norvège).

Dans le cadre de recherches effectuées au Moyen-Orient, de Fontenay (151) a observé les effets de la carbonatation du béton en regard de différentes conditions de cure et d'exposition. Ses recherches font également état de certains bétons à 5 % de FSC. Il en est ressorti que l'ajout de FSC en vue d'améliorer la durabilité du béton ne modifiait pas le taux de carbonatation.

À la lumière de ce qui précède, il semble que l'usage de plus de 5 % de FSC tende à accroître la carbonatation des bétons de résistance moyenne à faible, qui ont été soumis à une cure inappropriée. Selon les études sur le terrain, rien n'indique que le béton de haute qualité, que ce soit avec ou sans FSC, ne présente de problèmes à l'égard de la carbonatation. Des essais en laboratoire répartis sur six ans démontrent qu'à résistance égale, la carbonatation porte davantage atteinte au béton aux FSC qu'au béton témoin, indifféremment de la résistance et des conditions auxquelles fut exposé le matériau.

Chlorures

Les chlorures peuvent s'introduire dans le béton frais par le biais d'adjuvants chimiques ou de contaminants, et s'infiltrer dans le béton durci depuis des sources externes (par exemple sels déglaçants et eau de mer). Dans un cas comme dans l'autre, seuls certains ions de chlorure, éventuellement agressifs, se logeront dans la solution d'eau interstitielle. La capacité d'un béton de lier des chlorures présente donc un intérêt non négligeable, tout comme sa résistance à l'infiltration de ces corps.

Page et Vennesland (22) ont ajouté des chlorures à des pâtes de ciment et de FSC, puis en ont extrait de l'eau interstitielle pour fin d'analyse. Les résultats ont démontré que l'accroissement de la fraction de chlorure présente dans l'eau était fonction de l'augmentation de la teneur en FSC. À cet effet, ils ont émis l'hypothèse que ce phénomène pouvait être causé par la réduction du pH, qui augmente la solubilité et ainsi réduit la quantité de sels de Friedel. Ce sel, hydrate de chloro-aluminate de calcium, pourrait constituer le principal facteur de cimentation des ions de chlorure au cours de l'hydratation du ciment. Le faible pH du béton aux FSC révèle par ailleurs une réduction de la concentration-seuil de chlorure dans l'eau interstitielle, responsable de la dépassivation de l'acier d'armature.

Page et Havdahl (152) ont tenté de vérifier l'hypothèse selon laquelle il existe un rapport critique des concentrations chlorure/hydroxyle dans l'eau interstitielle du béton, en regard de la dépassivation de l'acier. Ils ont procédé à un contrôle électrochimique de la réaction à la corrosion d'électrodes d'acier introduites dans des pâtes de ciment-FSC, de composition analogue à celles étudiées plus tôt (22). Ils ont conclu que le rapport chlorure libre/hydroxyle seul ne constituait pas un indice fiable permettant de comparer la corrosivité de pâtes durcies de teneurs variées en FSC. Certaines pâtes redevinrent passives après un début de corrosion, ce qui peut s'expliquer par l'insuffisance de mobilité des ions de chlorure dans la structure dense des pores de la pâte de ciment-FSC. Les plus récents résultats démontrent donc que les limites acceptables de chlorure pour des bétons aux FSC sont inférieures à celles pour des bétons témoins de ciment portland ordinaire. Il y a lieu toutefois d'approfondir les recherches concernant l'exposition des sujets à plus long terme ainsi que la diffusion des chlorures (152).

Monteiro et ses collaborateurs (153) ont étudié l'interface acier-pâte d'un mélange témoin, et d'un mélange dans lequel le ciment a été remplacé par des FSC dans une proportion de 16 %, tandis que 2 % de chlorure de calcium était ajouté au béton frais. Les pâtes furent séchées 180 jours dans une chambre en atmosphère humide, ce qui causa la séparation de l'acier de la pâte. La zone interfaciale fut examinée au microscope à balayage d'électron. Les deux pâtes présentait une pellicule interfaciale composée de gros cristaux d'hydroxyde de calcium,

mais seule la pâte aux FSC avait des signes de corrosion. Les chercheurs attribuent ce résultat à un rapport élevé chlorure/hydroxyle dans l'eau interstitielle de la pâte aux FSC. Toutefois, à la lumière des travaux déjà cités de Page et Havdal (152), on ignore s'il y a eu rétablissement de la passivité. Il convient de prendre note que la proportion de chlorure dont fait état la présente étude était deux fois plus élevée que dans les travaux effectués par Page et Havdal.

L'infiltration de chlorures provenant d'eau de mer dans le béton aux FSC a été observée par Fisher et ses collaborateurs (154). À partir des FSC qu'ils employèrent comme additif, les chercheurs découvrirent qu'elles réduisaient le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton de manière substantielle. À preuve, un béton à 8 % de FSC afficha un coefficient de diffusion de 1,1 × 10^{-8} cm^2/s, alors qu'il était de 1,5 × 10^{-7} cm^2/s pour un béton équivalent sans FSC.

Les résultats auxquels est parvenu Vennesland (148) en mesurant l'infiltration des chlorures se révélèrent peu concluants. Gautefall (155) souligna que l'infiltration de chlorures d'eau de mer dans les pâtes diminue sensiblement lorsque 5 à 15 % du ciment est remplacé par des FSC (figure 7.3).

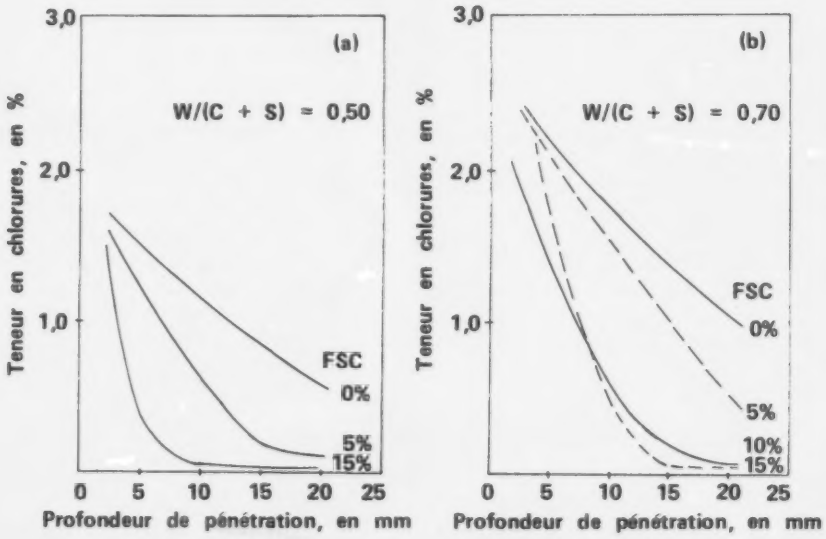


Figure 7.3 — Pénétration de chlorures dans la pâte pure durcie. Échantillons exposées à l'eau de mer pendant six mois. Ciment portland ordinaire de rapports W/(C + S) de 0,50 et 0,70. Teneur en FSC variant de 0 à 15 %. Teneur en chlorures donnée en % en poids de pâte (155).

Gautefall (156) a par ailleurs mesuré la diffusion de chlorures dans des disques de pâtes durcies de rapport W/(C + S) de 0,50, 0,70 et 0,90, et présentant une teneur en FSC de 5, 10 et 15 %. Les expériences portèrent sur des ciments portland ordinaires et des ciments mélangés à 10 % de cendres volantes. Le coefficient de diffusion ayant trait aux pâtes de ciment mélangé était de 30 à 50 % moins élevé qu'à l'égard des pâtes de ciment portland ordinaire. La substitution des FSC au ciment a permis d'abaisser considérablement le coefficient de diffusion, en particulier dans le cas des pâtes de ciment portland ordinaire. On a même observé des réductions atteignant de 68 à 84 % dans ce type de pâtes.

L'administration américaine de la voierie a prévu un essai de perméabilité rapide aux chlorures pour les tabliers de ponts. Christensen et ses collaborateurs (157) ont eu recours à cet essai pour comparer un béton aux FSC à résistance élevée à un béton au latex et à un béton dense de faible affaissement. Le béton aux FSC avait un taux de perméabilité *très bas*, contrairement aux deux autres bétons qui présentèrent un taux *modéré*.

Taux de corrosion

Vennesland et Gjørv (98), de même que Vennesland (148), ont mesuré la diffusion de l'oxygène et la résistivité électrique de bétons avec et sans FSC. La diffusion de l'oxygène dans les échantillons saturés d'eau ne présenta aucune dépendance systématique à l'égard de la teneur en FSC ou en adjuvants réducteurs d'eau.

La résistivité électrique des bétons aux FSC augmenta de manière sensible et surpassa même la résistivité du béton témoin, et cela, vraisemblablement en raison des faibles concentrations ioniques et de la structure affinée des pores.

Gautefall et Vennesland (146) ont étudié la résistivité électrique de bétons ayant subi une cure en atmosphere sèche ou dans l'eau, comprenant quatre types de ciment et des FSC dans une proportion de 0 à 15 %. Les échantillons durcis à sec présentèrent des résistances élevées, rendant ainsi impossible toute corrosion par effet macrocellulaire. De manière générale, le béton durci dans l'eau ne présenta que de faibles réductions de résistivité en réponse à l'augmentation du rapport W/(C + S), pour un type de ciment et une teneur en fumées de silice donné. L'utilisation de FSC produisit une hausse substantielle de la résistance pour tous les types de ciment (figure 7.4).

Fisher et ses collaborateurs (154) mesurèrent les taux de corrosion d'un béton témoin et d'un béton aux FSC, et purent observer qu'ils étaient équivalents à concentration égale de chlorures. Ils constatèrent de plus que l'ajout de FSC provoquait une augmentation notable de la résistivité du béton.

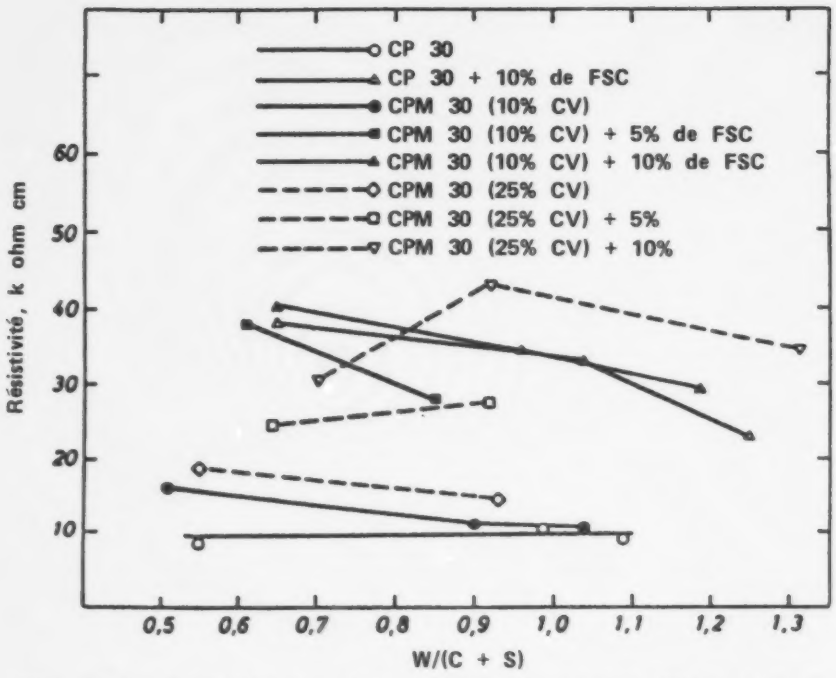


Figure 7.4 — Résistivité électrique du béton comprenant différents types de ciment, de rapport W/(C + S) et de teneurs en FSC différents. Échantillons à maturité, ayant subi une cure dans l'eau (146).

Preece et ses collaborateurs (158) ont étudié le comportement électrochimique de l'acier présent dans des mortiers denses aux FSC-ciment et ont constaté que le mortier assurait à l'acier une protection élevée contre la corrosion. Ce fait est attribuable à :

— un faible rapport W/(C + S), d'où une structure affinée des pores qui tend à limiter l'infiltration d'eau;

— une forte résistivité électrique qui inhibe le courant galvanique même en l'absence de passivité de l'acier.

Bürge (159) a pu constater que l'utilisation d'un mortier dense aux FSC-ciment aux polymères et comprenant des inhibiteurs de corrosion permettait de protéger très efficacement la surface de l'acier en présence d'agents corrosifs.

Des fissures dans le béton peuvent occasionner la formation de surfaces anodiques concentrées sur l'acier exposé et, par conséquent, de forts taux de corrosion. La capacité *d'auto-guérison* du béton est impor-

tante en ce qu'elle permet de contrer les effets de la corrosion. Pour étudier cette propriété, Gautefall et Vennesland (160) reconstituèrent des conditions d'éclaboussement en mettant en présence de l'eau de mer et de l'oxygène des bétons avec et sans FSC. Cette expérience ne permit pas de mettre à jour des différences majeures entre les deux types de béton.

Conclusion : corrosion

Comme il a déjà été fait mention, les différents facteurs permettant de freiner la corrosion de l'acier contenu dans le béton sont connus et peuvent faire l'objet de vérification. Toutefois, dans un contexte pratique, les risques de corrosion sont tributaires de ces facteurs combinés et les seules données dont nous disposons à cet égard ne nous permettent pas de prévoir infailliblement la capacité de résistance à la corrosion qu'offrent les différents bétons. Les plus récentes conclusions suggèrent d'une part que *l'ajout* de FSC en vue d'accroître la durabilité du béton permettrait également de protéger de la corrosion l'acier noyé dans le béton. D'autre part, l'utilisation de fumées de silice condensées à seules fins d'économie du ciment dans les bétons de résistance faible à moyenne peut provoquer une réduction de l'étape de prise de la corrosion et ainsi les rendre plus vulnérables à ce phénomène.

BIBLIOGRAPHIE

1. Hjorth, L. "Microsilica in concrete"; Publication No 1; *Nordic Concrete Research*; Nordic Concrete Federation, Oslo, Norway; Dec. 1982.

2. Regourd, M. In *Condensed Silica Fume*; Ed. Aitcin, P.C.; Booklet from Université de Sherbrooke, Québec, Canada; pp. 20-24; August 1983.

3. Regourd, M. "Microstructure of high stength cement paste systems"; *Material Research Society Symposia Proceedings* 4 :3-17; 1985.

4. Regourd, M.; Mortureux, B.; and Gautier, E. "Hydraulic reactivity of various pozzolanas"; *Fifth International Symposium on Concrete Technology*; Monterrey, Mexico; March 1981.

5. Regourd, M.; Mortureux, B.; Aitcin, P.C.; and Pinsonneault, P. "Microstructure of field concretes containing silica fume"; *Fourth International Conference on Cement Microscopy*; Las Vegas, Nevada, USA; March 1983.

6. Sellevold, E.J.; Bager, D.H.; Klitgaard Jensen, K.; and Knudsen, T. "Silica fume — cement pastes : Hydration and pore structure"; *Report* BML 82.610; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; pp.19-50; Feb.1985.

7. Cheng-yi, Huang, and Feldman, R.F. "Hydration reactions in portland cement — silica fume blends"; *Cement and Concrete Research* 15:585-592; 1985.

8. Cheng-yi, Huang, and Feldman, R.F. "Influence of silica fume on the microstructural development in cement mortars"; *Cement and Concrete Research* 15:285-294; 1985.

9. Traetteberg, A. "Silica fume as a pozzolanic material"; *Il Cimento* 75:3:369-376; 1978.

10. Scheetz, B.E.; Grutzeck, M.; Strickler, D.W.; and Roy, D.M. "Effect of composition of additives upon microstructures of hydrated cement composites"; *Proceedings, Third International Conference on Cement Microscopy*, Houston, Texas, USA; pp. 307-318; March 1981.

11. Chatterji, N.; Thaulow, N.; and Christensen, P. "Pozzolanic activity of byproduct silica — fume from ferro-silicon production"; Cement and Concrete Research 12:781-784; 1982.

12. Traetteberg, A. "Silikastøv i fabrikkbetong. Vurdering av hydratasjonsforløp"; *Report* STF65 A79014, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; May 1979.

13. Chatterji, S.; Collepardi, M.; and Moriconi, G. "Pozzolanic property of natural and synthetic pouzzolanas: A comparative study"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31–August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79, pp. 221–233; 1983.

14. Wu, Zhao-qi, and Young, J.F. "The hydration of tricalcium silicate in the presence of colloidal silica"; *Journal of Material Science* 19:3477–3486; 1984.

15. Halse, Y.; Goult, D.J.; and Pratt, P.L. "Calorimetry and microscopy of fly ash and silica fume cement blends"; *British Ceramic Proceedings*; No.35; pp. 403–417; 1984.

16. Markestad, A. "Silikastøv i fabrikkbetong. Vurdering av hydratasjonsforløp"; Report STF65 A80065, FCB/SINTEF, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Jan. 1980.

17. Buck, A.D., and Burkes, J.P. "Characterization and reactivity of silica fume"; Miscellaneous Paper SL-81-13; U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Structures Laboratory, Vicksburg, Miss., USA; July 1981.

18. Grutzeck, M.W.; Atkinson, S.; and Roy, D.M. "Mechanism of hydration of condensed silica fume in calcium hydroxide solutions"; *American Concrete Institute Special Publication* SP-79; II:643–664; Aug. 1983.

19. Grutzeck, M.W.; Roy, D.M.; and Wolfe-Confer, D. "Mechanism of hydration of portland cement composites containing ferrosilicon dust"; *Proceedings, Fourth International Conference on Cement Microscopy*; Las Vegas, Nevada, USA; pp. 193–201; March 1982.

20. Kurbus, B.; Bakula, F.; and Gabrovsek, R. "Reactivity of SiO_2 fume from ferrosilicon production with $Ca(OH)_2$ under hydrothermal conditions"; *Cement and Concrete Research* 15:134–140; 1985.

21. Diamond, S. "Effect of microsilica (silica fume) on pore solution chemistry of cement pastes"; *Journal of American Ceramic Society* 66:5; May 1983.

22. Page, C.L., and Vennesland, Ø. "Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement pastes"; *Materials and Structures*; RILEM, 16:91:19–25; 1983.

23. Diamond, S. "Scientific basis for the use of microsilica in concrete"; *First seminar — Elkem Microsilica Technology*; Elkem Chemicals, Sao Paulo, Brazil; Sept. 1984.

24. Meland, I. "Hydratasjonsvarme, hydratasjonsforløp og reaktivitet i flygeaskesement og PC sement med — og uten silikastov"; *Report* STF65 A83022, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; April 1983.

25. Nilsson, L.O. "Desorption isotherms for silica-fume/cement mortars"; *Report* IF8431; Institute of Moisture Issues in Material and Building Technology, Trelleborg, Sweden; 1984.

26. Mehta, P.K. "Sulfate resistance of blended portland cements containing pozzolans and granulated blastfurnace slag"; *Fifth International Symposium on Concrete Technology*; Monterrey, Mexico; March 1981.

27. Manmohan, D., and Mehta, P.K. "Influence of pozzolanic, slag, and chemical admixtures on pore size distribution and permeability of hardened cement pastes"; *Cement, Concrete, and Aggregates*, CCAGDP 3:1:63-67; Summer 1981.

28. Traetteberg, A. "Frost action in mortar of blended cement with silica dust"; ASTM STP 691; *American Society for Testing and Materials*; pp. 536-548; 1980.

29. Mehta, P.K. and Gjørv, O.E. "Properties of portland cement concrete containing fly ash and condensed silica fume"; *Report* STF65 A82030, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; 1982.

30. Feldman, R.F., and Cheng-yi, Huang "Properties of portland cement — silica fume pastes. I. Porosity and surface properties"; *Cement and Concrete Research* 15:765-774; 1985.

31. Cheng-yi, Huang, and Feldman, R.F. "Dependence of frost resistance on the pore structure of mortar containing silica fume"; *ACI Journal*; Technical Paper 82-68:740-743; Sept.-Oct. 1985.

32. Christensen, P. "Afprøvning af kvalitetskarakterisering af beton tilsat Silica"; Teknologisk Institut, Byggeteknik, Copenhagen, Denmark; Sept. 1982.

33. Johansen, R. "Silicastøv i fabrikksbetong. Langtids-effekter"; *Report* STF65 F79019, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; May 1979.

34. Løland, K.E., and Hustad, T. "Report 1: Fresh concrete and methods of data analysis"; *Report* STF65 A81031, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1981.

35. Aitcin, P.C.; Pinsonneault, P.; and Rau, G. "The use of condensed silica fume in concrete"; *Proceedings of the Materials Research Society Annual Meeting*; Boston, Mass., USA; pp. 316-325; Nov. 1981.

36. Sellevold, E.J., and Radjy, F.F. "Condensed silica fume (microsilica) in concrete: Water demand and strength development"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79, pp. 677-694; 1983.

37. Dagestad, G. "Undersokelse av samvirke mellom sement SP 30 og RP 38, tilsatt silika, flygeaske og tilsetningsmidlene P 40 og Lomar D"; *NOTEBY Report* No. 19844; Oslo, Norway; July 1983.

38. Markestad, S.A. "A study of the combined influence of silica fume and water reducing admixture on water demand and strength of concrete"; *Materials and Structures*; RILEM, 19:109; Jan.-Feb. 1986.

39. Maage, M., and Dahl, P.A. "Modifisert Portlandsement. Delrapport 2. Betongsammensetning og fersk betongs egenskaper"; *Report* STF65 A85022, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; April 1985.

40. Carette, G.G., and Malhotra, V.M. "Mechanical properties, durability and drying shrinkage of portland cement concrete incorporating silica fume"; *Cement, Concrete, and Aggregates*, CCAGDP; 5:1:3-13; Summer 1983.

41. Petersson, P.E.; Grändås, J.Å.; Herzberg, J.; and Alemo, J. "Flygaska och kiselstoft som tillsatsmaterial i bruk och betong"; SP-RAPP 1983:11; Statens Provningsanstalt, Borås, Sweden; Feb. 1983.

42. Meland, I. "Adsorption of plasticizer by condensed silica fume"; *Report* STF65 A85035, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; July 1985.

43. Buil, M.; Paillère, A.M.; and Roussel, B. "High strength mortars containing condensed silica fume"; *Cement and Concrete Research* 14:693-704; 1984.

44. Bellander, U. "Experiences with silica fume in ready-mixed concrete"; *Report* BML 82.610; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; pp. 257-264; Feb. 1982.

45. Helland, S. "Slipforming of concrete with low water content"; *Concrete* 18:12:19-21; Dec. 1984.

46. Johansen, R. "Risstendens ved plastisk svinn"; *Report* STF65 A80016, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; March 1980.

47. Maage, M. "Silikastovs vannebehov, storkning av pasta-prøver"; *Report* STF65 F82018, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; March 1982.

48. Meland, I. "Influence of condensed silica fume and fly ash on the heat evolution in cement pastes"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor : V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp.665-676, 1983.

49. Bürge, T.A. "14000 psi in 24 hours"; *Concrete International, Design and Construction* 5:9:36-41; Sept. 1983.

50. Johansen, R. "Report 6 : Long term effects"; *Report* STF65 A81031, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1981.

51. Aitcin, P.C. In *Condensed Silica Fume*; Ed. Aitcin, P.C.; Booklet from Université de Sherbrooke, Québec, Canada; Aug. 1983.

52. Johansen, R. "Silikastøv i fabrikksbetong. Varmblandet betong"; *Report* STF65 F79035, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Aug. 1979.

53. Sandvik, M. "Fasthetsutvikling for silicabetong ved ulike temperaturnivå"; *Report* STF65 F81016, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; March 1981.

54. Sandvik, M. "Effekten av den ferske betongens temperatur på fasthetsutviklingen"; *Report* BML 82.303; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Sept. 1982.

55. Skurdal, S. "Egenskapsutvikling for silicabetong ved forskjellige herdetemperaturer"; *Report* BML 82.416; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Dec. 1982.

56. Maage, M., and Hammer, T.A. "Modifisert Portlandsement. Delrapport 3. Fasthetsutvikling og E-modul"; *Report* STF65 A85041, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Sept. 1985.

57. Sandvik, M. "Silicabetong : Herdevarme, egenskapsutvikling"; *Report* STF65 A83063, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Oct. 1983.

58. Rasmussen, T.H. "Low heat concrete containing pfa, silica powder and superplasticizer"; *CBL Internal Report* No. 28; Aalborg Portland, Aalborg, Denmark; June 1981.

59. Lessard, S.; Aitcin, P.C.; and Regourd, M. "Development of a low heat of hydration blended cement"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31–August 5, 1983; Editor : V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 743–763; 1983.

60. Løland, K.E., and Hustad, T. "Report 2 : Mechanical properties"; *Report* STF65 A81031, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1981.

61. Modéer, M. "Silica Fume as replacement for some of the cement in ordinary concrete with standard portland cement; compressive cube strength tests"; *Report* BML 82.610; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; pp. 91–103; Feb. 1982.

62. Skrastins, J.I., and Zoldners, N.G. "Ready-mixed concrete incorporating condensed silica fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and other mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31–August 5, 1983; Editor : V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 813–829; 1983.

63. Løland, K.E. "Fasthets-og deformasjonsegenskaper i herdnet tilstand-Herdebetingelser"; presented at the seminar *Bruk av silika i betong*; Norsk Sivilingeniørers Forening, Oslo, Norway; Oct. 1983.

64. Sørensen, E.V. "Concrete with condensed silica fume — A preliminary study of strength and permeability"; *Report* BML 82.610; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; pp. 189–202; Feb. 1982.

65. Malhotra, V.M. and Carette, G.G. "Mechanical properties of concrete incorporating both slag and condensed silica fume"; *Proceedings, ACI/RILEM Symposium on Technology of Concrete When Pozzolans, Slags and Chemical Admixtures Are Used*; Monterrey, Mexico; pp. 395–414; March 1985.

66. Løland, K.E. and Gjorv, O.E. "Silikabetong"; *Nordisk Betong, Journal of the Nordic Concrete Federation* 6:1-6; 1981.

67. Justesen, C.F. "Performance of Densit injection grout for prestressing tendons"; Technical Advisory Service, Aalborg Portland, Aalborg, Denmark; April 1981.

68. Løland, K.E. and Hustad, T. "Lastrespons av C25-betong med og uten silikatilsetning"; *Report* STF65 A80048, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Dec. 1980.

69. Løland, K.E. "Matemastisk modellering av betongens deformasjons-og bruddegenskaper basert pa skademekaniske prinsipper-anvendelse pa betong med og uten tilsetning av silika"; *Report* BML 81.101; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Sept. 1981.

70. Einstabland, T.; Teitrem, A.; Larsen, T.; and Fluge, F. "Ilandføring av gassledninger til Karmøy"; *Nordisk Betong, Journal of the Nordic Concrete Federation* 1:5-11; 1983.

71. Helland, S.; Hoff, A.; and Einstabland, T. "Hoyfast betong"; presented at *Norsk Betongdag*, Trondheim, Norway; Oct. 1983.

72. Carette, G.G., and Malhotra, V.M. "Early age strength development of concrete incorporating fly ash and condensed silica fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor : V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 765-784; 1983.

73. Regourd, M.; Mortureux, B.; and Hornain, H. "Use of condensed silica fume as filler in blended cements"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5,1983; Editor : V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 847-865; 1983.

74. Tendal, O., and Sanne, P. "Effekt av silica og flygeaske på betongens fasthetsutvikling"; *Report* BML 82.501; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; 1982.

75. Carles-Gibergues, A.; Thenoz, B.; and Vaquier, A. "Use of fly ash and silica for manufacturing rapid hardening cements"; *Colloque International Util, Sous-Produits et Déchets dans le Génie Civil* (C.R.); Paris, France; 1980.

76. Johansen, R., and Dahl, P.A. "Silikabetongens heftegenskaper"; presented at the seminar *Bruk av silika i betong*; Norske Sivilingeniørers Forening, Oslo, Norway; Oct. 1983.

77. Carles-Gibergues, A.; Grandet, J.; and Ollivier, J.P. "Contact Zone between cement paste and aggregate"; *Proceedings of the International Conference on Bond in Concrete*; Editor, Bartos, P.; Applied Science Publishers, London, England; pp. 24-33; 1982.

78. Bürge, T.A. "High strength lightweight concrete with condensed silica fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 731-745; 1983.

79. Bürge, T.A. "Densified cement matrix improves bond with reinforcing steel"; *Proceedings of the International Conference on Bond in Concrete*; Editor: Bartos, P.; Applied Science publishers, London, England; pp. 273-281; 1982.

80. Bache, H.H. "Densified cement/ultrafine particle-based materials"; presented at the *Second International Conference on Superplasticizers in Concrete*; Ottawa, Canada; June 1981.

81. Krenchel, H., and Shah, S. "Applications of polypropylene fibres in Scandinavia"; *Concrete International: Design and Construction* 2:3:32-34; March 1985.

82. Ramakrishnan, V., and Srinivasan, V. "Performance characteristics of fibre reinforced condensed silica fume concretes"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special publication SP-79; pp. 797-812; 1983.

83. Opsahl, O.A. "A study of a wet-process shotcreting method"; *Report* BML 85.101; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; 1985.

84. Corwine, J.W. "Steel fiber-reinforced shotcrete-application and procedure"; *The Construction Specifier*; pp. 44-48; July 1984.

85. Ohama, Y.; Amano, M.; and Endo, M. "Properties of carbon fiber reinforced cement with silica fume"; *Concrete International: Design and Construction* 7:3:58-62; March 1985.

86. Bergstrom, S.G., and Gram, H.E. "Durability of alkali-sensitive fibres in concrete"; *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 6:2:75-80; May 1984.

87. Radjy, F.F.; Sellevold, E.J.; Moull, S.M.; and Danielssen, T. "Use of microsilica additives in asbestos free fiber reinforced cements"; presented at the *Third International Symposium on Developments in FRC Composites*; Sheffield, England; July 1986.

88. Traetteberg, A., and Alstad, R. "Volumstabilitet i blandingssementer med råjernslagg og silikastøv"; *Report* STF 65 A81034, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1981.

89. Maage, M. "Modifisert portland cement"; *Report* STF 65 A83063, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Oct. 1983.

90. Buil, M., and Acker, P. "Creep of silica fume concrete"; *Cement and Concrete Research* 15:463-466; 1985.

91. Wolsiefer, J. "Ultra high strength field placeable concrete in the range 10,000 to 18,000 psi (69 to 124 MPa)"; presented at the *1982 Annual Convention*, American Concrete Institute, Atlanta, Georgia, USA; Jan. 1982.

92. Aaneland, K.A. "Brannteknisk prøvning. Bygningskonstruksjoner av betong og stål"; Division of Building Materials; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Dec. 1979.

93. Pedersen, S. "Beregningsmetoder for varmepåvirkede betongkonstruktioner"; Institute of Building Design; The Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark; Jan. 1981.

94. Hertz, K. "Heat-induced explosion of dense concretes"; *Report* No. 166; Institute of Building Design; Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark; 1984.

95. Dahl, P. "Silicabetong ved hoye temperaturer"; *Report* STF65 A81041, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Aug. 1982.

96. Holland, T.C. "Abrasion-erosion evaluation of concrete mixtures for stilling basin repairs, Kinzua Dam. Pennsylvania"; *Miscellaneous Paper* SL-83-16; U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Structures Laboratory, Vicksburg, Miss., USA; Sept. 1983.

97. Gjørv, O.E. "Durability of concrete containing condensed silica fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 695-708; 1983.

98. Vennesland, Ø., and Gjørv, O.E. "Silica concrete-protection against corrosion of embedded steel"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 719-729; 1983.

99. Markestad, S.A. "An investigation of concrete in regard to permeability problems and factors influencing the results of permeability tests"; *Report* STF65 A77027, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1977.

100. Johansson, L. "Tilsats av kiseldioxidstoft i betong"; *CBI Report* No. 7587; Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Institute of Technology, Stockholm, Sweden; Oct. 1975.

101. Hustad, T., and Løland, K.E. "Report 4: Permeability"; *Report* STF65 A81031, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1981.

102. Maage, M. "Effect of microsilica on the durability of concrete structures"; *Report* STF65 A84019, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; March 1984.

103. Hammer, T.A., and Maage, M. "Modifisert portlandsement. Delrapport 4: Permeabilitet"; *Report* STF65 A85040, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Dec. 1985.

104. Johansen, R. "NS3420-Innføring av miljøklasser"; presented at *Norsk Betongdag*; Haugesund, Norway; Oct. 1984.

105. Mindess, S., and Gray, R.J. "Effect of silica fume additions on the permeability of hydrated portland cement paste and the cement-aggregate interface"; *Proceedings, ACI/RILEM Symposium on Technology of Concrete When Pozzolans, Slags and Chemical Admixtures Are Used*; Monterrey, Mexico; pp. 121-141; March 1985.

106. Okkenhaug, K., and Gjørv, O.E. "Influence of condensed silica fume on the air-void system in concrete"; *Report* STF65 A82044, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technolcgy, Trondheim, Norway; Aug. 1982.

107. Okkenhaug, K. "Silikastøvets innvirkning på luftens stabilitet i betong med L-stoff og med L-stoff i kombinasjon med P-stoff"; *CBI Report* 2:83; Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Institute of Technology, Stockholm, Sweden; pp. 101-115; 1983.

108. Virtanen, J. "Freeze-thaw resistance of concrete containing blast furnace slag, fly ash or condensed silica fume"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 923-942; 1983.

109. Virtanen, J. "Mineral by-products and freeze-thaw resistance of concrete"; *Publikation* nr. 22:85; Dansk Betonforening, Copenhagen, Denmark; pp. 231-254; 1985.

110. Lehtonen, V. "Frostbestandighet hos betong med flygaska eller kiselstoft"; *Cement — och Betonginstituttet*, Informationsdagen, Stockholm, Sweden; 1983.

111. Lehtonen, V. "The influence of pozzolanic admixtures on the frost resistance of hardened concrete"; *Publikation* nr. 22:85; Dansk Betonforening, Copenhagen, Denmark; pp. 217-230; 1985.

112. Aitcin, P.C., and Vezina, D. "Resistance to freezing and thawing of silica fume concrete"; *Cement, Concrete, and Aggregates*, CCAGDP; 6:1:38-42; 1984.

113. Rasmussen, T.H. "Long term durability of concrete"; *Publication* No. 4; Nordic Concrete Research, Nordic Concrete Federation, Oslo, Norway; Dec. 1985.

114. Christensen, P., and Jensen, J.H. "Luftiblanding i silica-beton til Farøbroens kantelementer"; *Publikation* nr. 22:85; Dansk Betonforening, Copenhagen, Denmark; pp. 181-191; 1985.

115. Fagerlund, G. "Kritisk vattenmaettnad"; *Publikation* nr. 22:85; Dansk Betonforening, Copenhagen, Denmark; pp. 79-108; 1985.

116. Vuorinen, J. "Om Skyddporförhallåndet hos betong"; *Publikation* nr. 22:85; Dansk Betonforening, Copenhagen, Denmark; pp. 283-292; 1985.

117. Sellevold, E.J., and Bager, D.H. "Some implications of calorimetric ice formation results for frost resitance testing of cement products"; *Publikation* nr. 22:85; Dansk Betonforening, Copenhagen, Denmark; pp. 47-74; 1985.

118. Preece, C.M.; Frølund, T.; and Bager, D.H. "Chloride ion diffusion in low porosity silica cement paste"; *Report* BML 82.610; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; pp. 51-58; Feb. 1982.

119. Vejdirektoratet, Broafdelingen. "Betons holdbarhet Rapport nr. 4: Ryå-broen, Forsøk med Silicabeton"; Copenhagen, Denmark; 1982.

120. Cowi Consult, Rådgivende Ingeniorer. "Forsøg med kantelementer af silicabeton, 1981"; Vejdirektoratet, Copenhagen, Denmark; 1982.

121. Bernhardt, C.I. "SiO_2-støv som sementtilsetning"; *Betongen i dag* 2:17:29-53; April 1952.

122. Feldman, R.F., and Cheng-yi, Huang "Microstructural properties of blended cement mortars and their relation to durability"; *Proceedings of the RILEM Seminar on the Durability of Concrete Structures under Normal Outdoor Exposure*; Hannover, West Germany; March 1984.

123. Opsahl, O.A. "Report 5: Frost Resistance"; *Report* STF65 A81031, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1981.

124. Yamato, T.; Emoto, Y.; and Soeda, M. "Strength and freezing-and-thawing resistance of concrete incorporating condensed silica fume"; *Proceedings, Second International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; Madrid, Spain; April 1986. Editor: V.M. Malhotra; ACI SP-91; pp. 1095-1118; 1983.

125. Sorensen, E.V. "Freezing and thawing resistance of condensed silica fume (microsilica) concrete exposed to deicing chemicals"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 709-718; 1983.

126. Samuelsson, P. "The influence of silica fume on the risk of efflorescence on concrete surfaces"; *Report* BML 82.610; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; pp. 235-244; Feb. 1982.

127. Carlsen, R., and Vennesland, Ø. "Sementers sulfat — og sjøvannsbestandighet"; *Report* STF65 F82010, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Feb. 1982.

128. Fiskaa, Ø.; Hansen, H.; and Moum, J. "Betong i Alunskifer"; *Publication* No. 86; The Norwegian Geotechnical Institute, Olso, Norway; 1971.

129. Fiskaa, O.M. "Betong i Alunskifer"; *Publication* No. 101; The Norwegian Geotechnical Institute, Olso, Norway; 1973.

130. Unpublished results; Norwegian Building Research Institute, Oslo, Norway.

131. Mather, K. "Factors affecting sulfate resistance of mortars"; *Proceedings, Seventh International Conference on Chemistry of Cements* IV:580-585; Paris, France; 1980.

132. Popovic, K.; Ukraincik, V.; and Djurekovic, A. "Improvement of mortar and concrete durability by the use of condensed silica fume"; *Durability of Building Materials*, 2 (1984); Elsevier Science Publishers B.V.; pp. 171-186; Amsterdam, Holland; 1984.

133. Mehta, P.K. "Chemical attack of low water cement ratio concretes containing latex or silica fume as admixtures"; *Proceedings, ACI/RILEM Symposium on Technology of Concrete When Pozzolans, Slags and Chemical Admixtures Are Used*; Monterrey, Mexico; pp. 325-340; March 1985.

134. Asgeirsson, H., and Gudmundsson, G. "Pozzolanic activity of silica dust"; *Cement and Concrete Research* 9:249-252; 1979.

135. Olafsson, H. "Effect of silica fume on the alkali-silica reactivity of cement"; *Report* BML 82.610; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; pp. 141-149; Feb. 1982.

136. Oberholster, R.E., and Westra, W.B. "The effectiveness of mineral admixtures in reducing expansion due to alkali-aggregate reaction with Malmesbury group aggregates"; presented at the *Conference of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*; Cape Town, South Africa; March 1981.

137. Olafsson, H., and Thaulow, N. "Alkali-silica reactivity of sands"; *Nordtest Project* 173-79; Technological Institute, Copenhagen, Denmark; July 1981.

138. Perry, C., and Gillott, J.E. "The feasibility of using silica fume to control concrete expansion due to alkali-aggregate reaction"; *Durability of Building Materials*, 3 (1985); Elsevier Science Publishers, B.V. Amsterdam, Holland; pp. 133-146; 1985.

139. Nilsson, L.O. and Petersson, O. "Alkali-silica reactions in Scania, Sweden"; *Report* TVBM-3014; Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden; 1983.

140. Petersson, O. O. "Pop-out formation — A laboratory study with a Swedish opaline gravel"; *Proceedings, Sixth International Conference on Alkalis in Concrete*; Copenhagen, Denmark; pp. 291-298; June 1983.

141. Aitcin, P.C. and Regourd, M. "The use of condensed silica fume to control alkali-silica reaction — A field case study"; *Cement and Concrete Research* 15:711-719; 1985.

142. Norcem, Cement Division. "Corrocem: Anti-corrosion additive for concrete"; *Technical Bulletin* from Norcem Cement Division; Concrete Technology Dept., Slemmestad, Norway; 1981.

143. Feldman, R.F., and Cheng-yi, Huang. "Resistance of mortars containing silica fume to attack by a solution containing chlorides"; *Cement and Concrete Research* 15:411-420; 1985.

144. Diamond, S. "Influence of chemical admixtures on mix water — pore solution compositions and on early hydration"; *Proceedings, ACI/RILEM Symposium on Technology of Concrete When Pozzolans, Slags and Chemical Admixtures Are Used*; Monterrey, Mexico; pp. 1-18; March 1985.

145. Glasser, F.P., and Marr, J. "The effect of mineral additives on the composition of cement pore fluids"; *British Ceramic Proceedings* 35:419-429; 1984.

146. Gautefall, O., and Vennesland, O. "Modifisert portland-sement. Delrapport 5: Elektrisk motstand og pH-niva"; *Report* STF65 A85042, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Sept. 1985.

147. Meland, I., and Traetteberg, A. "Karbonatisering i sement med slagg eller silikastøv"; *Report* STF65 A81033, FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; June 1981.

148. Vennesland, Ø. "Report 3: Corrosion properties"; *Report* STF65 A81031, FBC/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Sept. 1981.

149. Johansen, R. FCB/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; Personal Communication; 1986.

150. Maage, M., and Sellevold, E.J. "Feltmålinger av karbonatisering i beton med og uten silikastøv"; *Nordisk Betong* 1:85, Journal of the Nordic Concrete Federation; pp. 21-22; 1985.

151. de Fontenay, C. le Sage. "A study of the effect of concrete admixtures, concrete composition and exposure conditions on carbonation in Bahrain"; presented at the *First International Conference on Deterioration and Repair of Reinforced Concrete in the Arabian Gulf*; Bahrain; Oct. 1985.

152. Page, C.L., and Havdahl, J. "Electrochemical monitoring of corrosion of steel in microsilica cement pastes"; *Materials and structures*; RILEM 18:103:41-47; Jan.-Feb. 1985.

153. Monteiro, P.J.M.; Gjørv, O.E.; and Mehta, P.K. "Micro-structure of the steel-cement paste interface in the presence of chloride"; *Cement and Concrete Research* 15:781-784; 1985.

154. Fisher, K.P.; Bryhn, O.; and Aagaard, P. "Corrosion of steel in concrete: Some fundamental aspects of concrete with added silica"; *Report* No. 51304-06; The Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway; Nov. 1982.

155. Gautefall, O. "Modifisert portlandsement"; Arbeidsnotat, Prosjekt Nr. 651357.00; *Notat* Nr.6; FBC/SINTEF; The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway; April 1984.

156. Gautefall, O. "Effect of condensed silica fume on the diffusion of chlorides through hardened cement paste"; *Proceedings, Second International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; Madrid, Spain; April 1986. Editor: V.M. Malhotra; ACI SP-91; pp. 991-998; 1983.

157. Christensen, D.W.; Sørensen, E.V.; and Radjy, F.F. "Rockbond: A new microsilica concrete bridge deck overlay material"; *Proceedings, International Bridge Conference*; Pittsburgh, Pennsylvania, USA; pp. 151-160; June 1984.

158. Preece, C.M.; Arup, H.; and Frølund, T. "Electrochemical behaviour of steel in dense silica-cement mortar"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Canada, July 31-August 5, 1983; Editor: V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79; pp. 785-796; 1983.

159. Bürge, T.A. "Densified silica-cement coating as an effective corrosion protection"; *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*; Society of Chemical Industry, London, England; pp. 333-342; June 1983.

160. Gautefall, O., and Vennesland, O. "Effects of cracks on the corrosion of embedded steel in silica-concrete compared to ordinary concrete"; *Nordic Concrete Research Publication* No. 2; Nordic Concrete Federation; Oslo, Norway; pp. 17-28; Dec. 1983.

161. Holland, T.C.; Krysa, A.; Luther, M.D.; and Lin, T.C. "Use of silica-fume concrete to repair abrasion-erosion damage in the Kinzua Dam Stilling Basin"; *Proceedings, Second International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; Madrid, Spain; April 1986. Editor: V.M. Malhotra; ACI SP-91; pp. 841-863; 1983.

CHAPITRE 4

LA RÉACTIVITÉ ET LES PRODUITS D'HYDRATATION DU LAITIER DE HAUT FOURNEAU

R.D. Hooton
Faculté de génie civil
Université de Toronto, Toronto (Ontario)

(En congé spécial du service de recherche en génie civil
d'Ontario Hydro, Toronto (Ontario))

1. INTRODUCTION

La présente section a pour objet de fournir des renseignements de nature générale sur la réactivité du laitier de haut fourneau d'aciérie. Avant 1975, l'utilisation du laitier comme matériau liant n'était pas répandue en Amérique du Nord, mais depuis 1976 au Canada et 1982 aux États-Unis, on a commencé à se servir de laitier broyé seul dans le cadre de la production de ciment sur une vaste échelle. En outre, il est prévu que la production de ciment au laitier se développera dans ces deux pays. De surcroît, l'ACNOR et l'ASTM ont élaboré des prescriptions visant l'utilisation de laitier broyé seul.

La présente section commence par une étude générale de la production et du traitement (y compris l'utilisation) du laitier de haut fourneau. La mise au point relativement récente du laitier réduit en boulettes est ensuite examiné plus en détail, car celui-ci a constitué jusqu'à la fin de 1986 le seul type de laitier qu'on pouvait utiliser au Canada comme matériau liant. Sont traités ensuite les propriétés de liant du laitier et les facteurs qui influent sur sa réactivité. Enfin, la dernière partie porte sur les réactions des ciments au laitier soumis à une cure en autoclave en présence de divers activants.

2. LAITIER FERREUX DE HAUT FOURNEAU*

Fabrication et traitement

La fabrication du fer en haut fourneau constitue un procédé continu. Le minerai et le coke sont introduits en partie supérieure du haut fourneau et à mesure que ces matériaux se déplacent vers le bas, ils sont chauffés par la dessous. De l'air est injecté en partie inférieure et le coke qui brûle dégage à la longue une chaleur suffisante pour faire fondre. Le laitier provient de la fusion du fondant (pierre à chaux ou dolomite) avec la gangue (résidus silico-alumineux du minerai de fer) et les cendres de coke dans le haut fourneau. (Signalons que le laitier obtenu au cours de la fabrication d'acier est d'ordinaire recyclé et entre ainsi dans la composition des charges.) Le laitier en fusion flotte au-dessus du fer en fusion et au-dessous de la charge non fondue. À intervalles réguliers, les deux matériaux en fusion sont extraits du fourneau continu. Le laitier provenant des hauts fourneaux modernes qui brûlent des charges de minerai de grande qualité est prélevé dans des proportions de 280 à 340 kg par tonne métrique de métal en fusion (1). Un graphique des étapes de la production de laitier de haut fourneau est illustré à

*Bien qu'il existe de nombreux types de laitiers ferreux et non ferreux, le laitier de haut fourneau sera simplement appelé «laitier» dans le présent chapitre.

la figure 2.1. Comme la charge de matières premières fait l'objet d'un contrôle strict afin d'assurer une production uniforme de fer, la composition chimique du laitier varie peu pour un minerai et un procédé donné.

Les principaux oxydes que renferme le laitier ne sont pas à l'état libre, mais plutôt combinés à d'autres éléments. Par ailleurs, la composition d'équilibre des laitiers canadiens correspond d'ordinaire à une solution solide de mélilite (se situant entre l'akermanite [C_2MS_2]* et la géhlinite [C_2AS]) associée à une faible quantité de diopside ou de monticellite. La figure 2.2 représente des compositions de laitier de haut fourneau renfermant 10 % de MgO, soit la composition type des laitiers nord-américains. Des études détaillées portant sur la composition des laitiers de haut fourneau et sur l'incidence des procédés employés ont été résumées par Osborn et ses collaborateurs (2), par Kramer (3) ainsi que par Schröder (1).

L'état physique du laitier revêt une importance primordiale en ce qui a trait à ses propriétés liantes. En Amérique du Nord, une méthode courante jusqu'à récemment consistait à refroidir lentement le laitier dans une fosse, ce qui laisse le temps aux molécules de s'agglomérer en composés minéraux cristallins à mesure que le laitier se solidifie. Ce dernier est alors appelé «laitier refroidi à l'air». Par malheur, les composés cristallins possèdent une valeur liante faible sinon nulle (4). Cependant, lorsque le laitier est soumis à un refroidissement rapide ou que le laitier en fusion est trempé (à la sortie du fourneau), les molécules n'ont pas le temps de se cristalliser, car elles acquièrent une grande viscosité dès que la température baisse. La structure liquide désorganisée est donc conservée dans un état amorphe ou vitreux métastable.** La structure vitreuse représente l'énergie emprisonnée dans le laitier à un potentiel d'Arrhenius très élevé (5) et elle confère les propriétés hydrauliques latentes comme nous le verrons plus loin.

---

*Notation chimique du ciment : C = CaO, M = MgO, S = SiO_2, A = Al_2O_3, H = H_2O.

** Les termes «amorphe» et «vitreux» sont utilisés indifféremment dans le present chapitre pour décrire la structure désorganisée du laitier trempé. Les producteurs et les utilisateurs emploient le plus souvent le mot «verre».

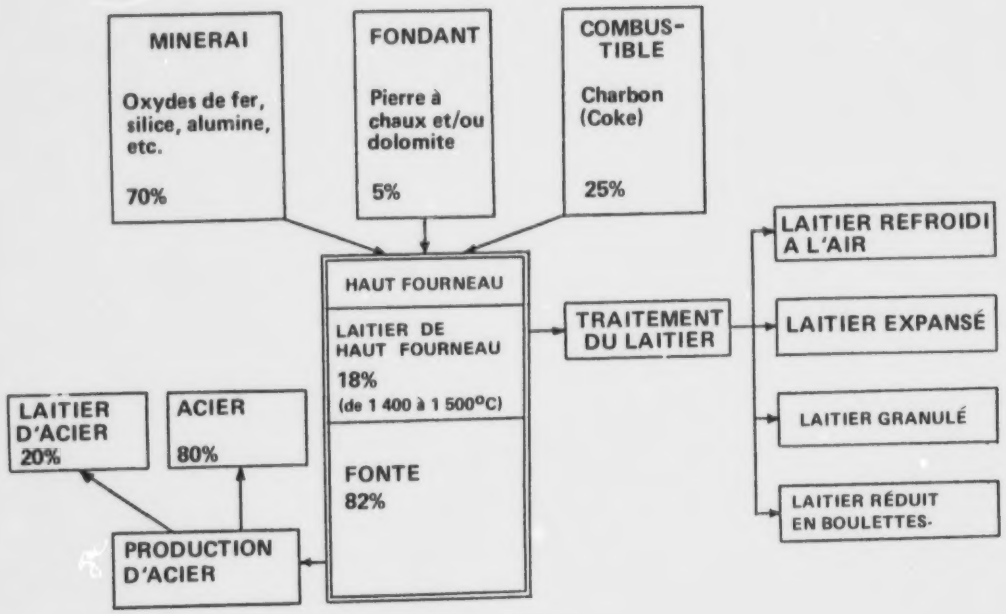


Figure 2.1 — Production de fer et procédés de traitement du laitier de haut fourneau (75)
(Les masses exprimées en pourcentage sont approximatives.)

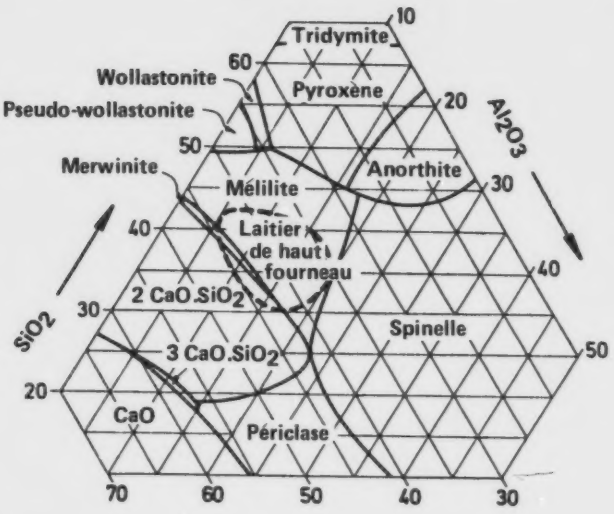


Figure 2.2 — Éventail de la composition des laitiers de haut fourneau renfermant 10 % de MgO (26)

Laitier refroidi à l'air

Ainsi qu'il en a déjà été fait mention, la majeure partie du laitier dont on disposait en Amérique du Nord était et continue d'être refroidi lentement dans une fosse, après quoi il est fragmenté et concassé afin de servir comme granulat ou comme base granulaire. Toutefois, pour des raisons d'économie dans la fabrication de ciment, on a observé une diminution de la production de laitier refroidi à l'air, qui est un liant inerte. Même s'il n'est pas très économique du point de vue de la consommation d'énergie, il y a lieu de noter que le laitier de haut fourneau est presque entièrement utilisé et qu'il doit donc être considéré comme un sous-produit plutôt que comme un matériau de rebut. En 1976, plus de 90 % du laitier produit au Canada était refroidi à l'air (6).

Mousse de laitier

La mousse de laitier (parfois appelée laitier expansé), qui sert comme granulat léger, est obtenue par incorporation au laitier en fusion d'une quantité d'eau limitée. L'eau s'évapore et les bulles qui s'échappent laissent leur empreinte dans le produit qui se solidifie et on obtient ainsi un matériau poreux et léger. Parmi les désavantages que comporte ce procédé, mentionnons les fortes émanations se dégageant au cours de

l'expansion ainsi que la grande quantité d'eau absorbée par ce produit lorsqu'il est utilisé comme granulat. Aucun laitier expansé n'a été produit au Canada depuis les années soixante.

Laitier granulé à l'eau

La granulation à l'eau constitue la méthode de trempe du laitier la plus fréquente. Le laitier en fusion est d'ordinaire fragmenté sous l'action de jets d'eau et aussitôt plongé dans l'eau, mais ce procédé se fait selon plusieurs variantes (4). Bien qu'il s'agisse d'une méthode de trempe efficace, la granulation à l'eau présente plusieurs désavantages en ce qui a trait à la protection de l'environnement et à la production. L'eau de trempe est contaminée par le soufre et d'autres composés qui sont lessivés, et les sulfures combinés à l'eau se transforment en acide sulfhydrique. Toutefois, les émanations sont plus faibles que lorsque le laitier est refroidi à l'air; par ailleurs, les granulateurs modernes sont fermés et munis d'une cheminée (figure 2.3). Outre les problèmes éventuels

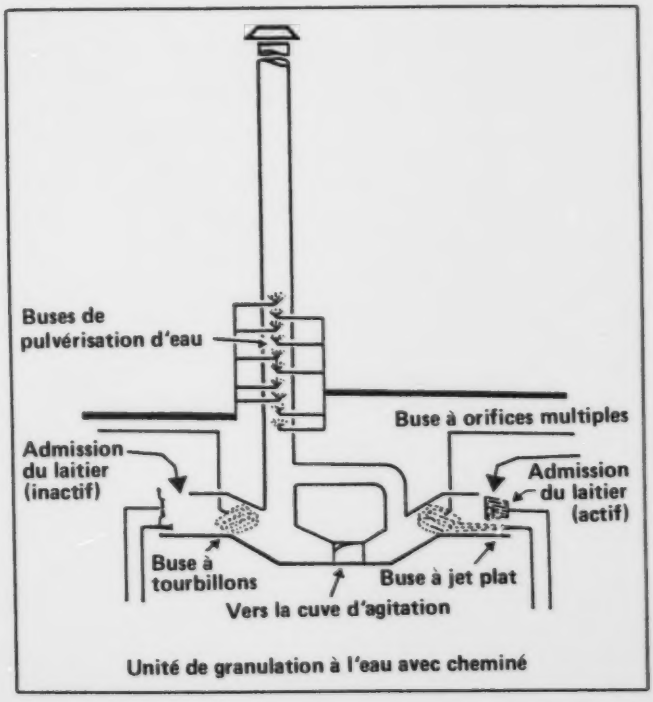


Figure 2.3 — Schéma d'un granulateur moderne typique pour la granulation à l'eau du laitier (9)

liés à la pollution de l'air et de l'eau, le laitier peut présenter une grande teneur en humidité résiduelle et il doit être séché (ce qui exige une grande consommation d'énergie) avant d'être broyé de manière à servir de matériau liant.

Les premiers ciments fabriqués à partir de laitier granulé ont été produits en Europe, par Langan, en 1863 (1). Lewis (7) a rédigé un historique de la production de ciment au laitier en Amérique du Nord, mais encore en 1978, la production de laitier de haut fourneau granulé était nulle au Canada et faible aux États-Unis (6). Cependant, la société Atlantic Cement Company exploite depuis 1982 une usine de grande capacité (0,8 million de tonnes métriques) de granulation et de broyage distinct du laitier à Sparrows Point (Bethlehem Steel), au Maryland, et on peut maintenant se procurer du ciment au laitier sur la côte est des États-Unis. En outre, la société Lehigh Portland Cement Company offre depuis 1984 sur le marché de la région de Chicago un laitier granulé provenant d'une installation pilote (0,02 million de tonnes métriques) d'Inland Steel à Gary, dans l'Indiana (10). Par ailleurs, depuis quatre ou cinq ans, la société Waylite Corporation vend un laitier granulé dans le secteur industriel de la région de Bethlehem, en Pennsylvanie, mais il est possible que leurs activités soient freinées par la fermeture de hauts fourneaux. De plus, en raison des succès obtenus à l'usine pilote de la société Algoma Steel à Sault Sainte-Marie, en Ontario (11), une unité de granulation et de broyage est entrée en production en 1986 à Blind River, en Ontario. Le tableau 2.1 fait état de la composition chi-

Tableau 2.1 — Composition chimique type de trois laitiers nord-américains broyés seuls

	NEWCEM de la société Atlantic Cement Company (Doc. de réf. n°70)	Ciment au laitier normal Hamilton, Ontario (Doc. de réf. n°29)	Laitier Algoma, Sault Sainte-Marie, Ontario (Doc. de réf. n°11)
CaO	41,60	40,04	32,34
SiO_2	33,17	37,08	38,35
Al_2O_3	10,80	8,76	8,76
MgO	12,50	11,52	18,64
Fe_2O_3	0,63	1,93	0,61
S*	0,54	1,99	0,95
Na_2	0,35	0,36	0,22
K_2O	0,50	0,44	0,71
MnO	—	0,72	1,41
TiO	—	0,28	0,36
Forme	Granulé	En boulettes	Granulé

*Le soufre est presque entièrement présent sous forme de sulfure.

mique type des laitiers produits à Sparrows Point au Maryland, ainsi qu'à Hamilton et à Sault Sainte-Marie en Ontario.

Il semble que le ciment au laitier granulé, broyé seul, ait été utilisé pour la première fois au Canada en 1972 à la société Castle Cement, à Burlington (12). Le laitier refroidi à l'air était fondu de nouveau et on y ajoutait de la silice et de l'alumine, afin d'obtenir de la laine minérale. Le matériau de rebut de ce procédé consistait en un laitier granulé qui possédait une teneur en silice et en alumine plus élevée que la normale. Autant que sache l'auteur du présent article, l'utilisation sur une petite échelle de ce matériau dans le ciment prêt-à-l'emploi a duré à peine quelques années.

Laitier réduit en boulettes

La réduction en boulettes du laitier a été mise au point au Canada par la société National Slag Limited (13) comme moyen de limiter les grandes émanations de gaz caractéristiques du procédé «d'expansion en fosse». Pour obtenir du laitier réduit en boulettes (fig. 2.4), on dilate sous des jets d'eau du laitier de haut fourneau en fusion, puis on passe le matériau pyroplastique obtenu sur un tambour rotatif muni d'ailettes qui fragmentent le laitier et le projettent en l'air (à une distance d'environ 15 m) le temps nécessaire pour que la tension superficielle forme des boulettes (14). Les gaz sulfureux sont emprisonnés dans les pores lorsque le laitier se solidifie. Cette méthode de trempe du laitier au moyen de jets d'eau limités et d'un tambour rotatif muni d'ailettes (en

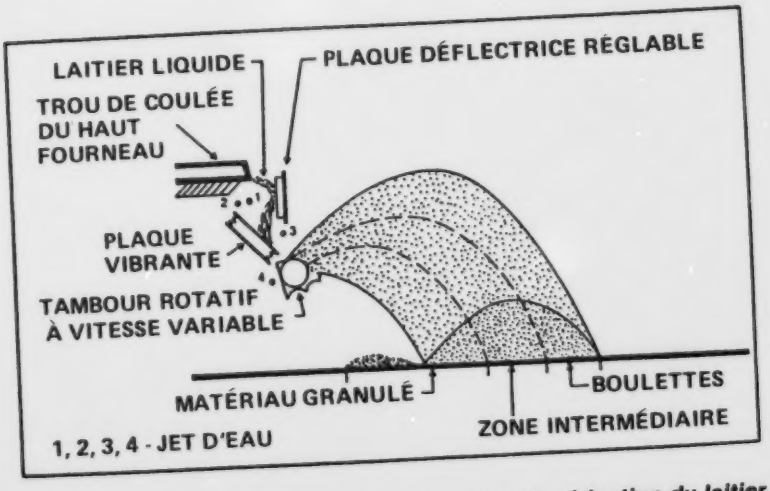


Figure 2.4 — Schéma d'un granulateur typique de réduction du laitier en boulettes (9)

vue d'utiliser ce matériau dans le ciment) a été employée avant 1909 en Angleterre et en Allemagne (15), et vers 1950 en URSS (16).

Il a été démontré que la réduction en boulettes du laitier présente plusieurs autres avantages outre la limitation certaine des émanations de gaz. En ce qui a trait à la manipulation du laitier, le granulateur prend le matériau en fusion, qui devrait normalement être refroidi à l'air pendant plusieurs jours, et le transforme en un produit qui se manipule facilement et peut être retiré sans délai de l'emplacement du haut fourneau. La rapidité du refroidissement que permet la réduction en boulettes constitue un aspect important lorsque l'on dispose d'un espace limité pour manipuler le laitier près du fourneau.

La production d'un granulat léger satisfaisant qui présente une absorption faible et une bonne conductivité thermique engendre d'ordinaire une structure de laitier assez cristalline (17,18). On a toutefois découvert que l'accroissement de l'intensité des jets d'eau et de la vitesse de rotation du tambour se traduisait par un plus grand degré de vitrification, rendant ainsi le laitier en boulettes approprié comme liant. Le grand avantage du recours au laitier réduit en boulettes dans la fabrication de ciment, au lieu du laitier granulé selon l'un des nombreux systèmes de granulation à l'eau, réside dans la faible teneur en humidité résiduelle des boulettes (5,5 % en moyenne (17)), ce qui entraîne une réduction de l'énergie nécessaire pour le séchage. Bien que la teneur en humidité ait été augmentée depuis quelques années pour obtenir une plus forte teneur en verre, la société National Slag Limited a récemment amélioré le procédé de réduction en boulettes et ainsi ramené à moins de 6 % la teneur en humidité. Ses boulettes "Vitrex" peuvent maintenant être broyées sans avoir été exposées à un préséchage (19). En raison de sa structure plus poreuse, il est possible que le broyage du laitier réduit en boulettes pour obtenir la finesse caractéristique des matériaux liants exige une moins grande consommation d'énergie que le laitier granulé.

De plus, Kramer (3) a signalé que la production de verre poreux, de faible densité au lieu d'un verre compact, plus dense, permettait d'obtenir des ciments plus résistants, en particulier aux premiers âges et avec l'addition d'une faible quantité de ciment Portland. Comme nous l'avons déjà mentionné, le laitier réduit en boulettes présente un avantage en ce qu'il possède cette structure poreuse. Roper (20) a observé au moyen d'une micro sonde électronique que la composition chimique des grains varie beaucoup plus dans le cas du laitier réduit en boulettes que dans celui des laitiers granulés, ce qui constitue une autre caractéristique de ce type de laitier. Il a émis l'hypothèse que cette variabilité pouvait être attribuable à un début de cristallisation dans le verre. Cette situation peut se révéler bénéfique, car selon Hawthorn et ses collaborateurs (21), la nucléation d'hydratation pouvait se produire dans les zones présentant un début de cristallisation.

Au Canada, le laitier réduit en boulettes est produit à Hamilton aux aciéries Stelco et Dofasco et cette production atteint à peu près 0,4 million de tonnes métriques. Tandis qu'environ 0,1 million de tonnes métriques sont utilisées à l'heure actuelle comme granulat léger dans la fabrication de dalles de béton à plancher ou de blocs de béton, la majeure partie du laitier sert à la production de ciment au laitier broyé seul (23). Bien que le laitier réduit en boulettes constitue un produit relativement nouveau, son usage est de plus en plus répandu; en 1976, il était produit dans au moins 27 installations de huit pays (19).

Sur le vaste marché du béton prêt-à-l'emploi du sud de l'Ontario, près des aciéries de Hamilton, on peut se procurer depuis 1976 du laitier réduit en boulettes broyé seul et ce matériau est utilisé à l'heure actuelle par la majorité des producteurs de béton. Il a même remplacé les cendres volantes dans plusieurs cas. Outre l'usine de broyage de la société Standard Slag Cement, en exploitation depuis 1976, le laitier réduit en boulettes est broyé seul aux usines de St. Lawrence Cement, en Ontario, dont la production atteint de 0,05 à 0,10 million de tonnes métriques, et de St. Mary's Cement, au Michigan, dont la production est uniquement destinée à ses filiales. Une usine de granulation et de broyage d'une capacité de 0,2 million de tonnes métriques construite par la société Reiss Lime Company Limited près de l'aciérie d'Algoma Steel à Sault Sainte-Marie est entrée en production en 1986. En raison de son éloignement des vastes marchés de béton prêt-à-l'emploi, il semble que la majeure partie du nouveau laitier granulé sera utilisée dans la région pour les remblais en ciment dans les mines. Toutefois, le laitier pourrait être acheminé aux villes situées dans la région des Grands Lacs depuis les installations portuaires actuelles sur le lac Huron.

3. FACTEURS INFLUANT SUR L'HYDRAULICITÉ DU LAITIER

Les grandes études portant sur l'hydraulicité du laitier ont été effectuées par Keil (24), Kramer (3), Schröder (1), Satarin (25) et Smolczyk (26). Il est généralement reconnu que les propriétés suivantes que présente le laitier influent sur sa réactivité :

— le degré de vitrification (teneur en verre);

— la composition chimique;

— la composition minéralogique;

— la finesse du broyage;

— l'activation des verres de laitier.

Le lecteur trouvera ci-après un résumé des travaux publiés à cet égard en regard de ces cinq propriétés.

Degré de vitrification

On considère en règle générale que l'hydraulicité latente du laitier trempé est attribuable au niveau énergétique d'Arrhenius qui est beaucoup plus élevé pour la structure amorphe que pour la structure cristalline (5). Par contraste avec ce qui se produit dans le cas des verres commerciaux, la grande alcalinité du verre de laitier rend la structure de ce matériau entièrement métastable et une dévitrification est possible lorsqu'on le porte à une température inférieure à 1000 °C. À la température ambiante, la cristallisation n'est freinée que par la grande viscosité du solide. Dans le cas du laitier, la présence de verre constitue la variable la plus importante et sans doute la plus essentielle à l'hydraulicité, car un laitier cristallin, non trempé, possède une faible capacité de réaction. Quoique la quantité de matériau amorphe obtenue puisse être déterminée par le fabricant, le degré de vitrification représente la propriété du laitier la plus difficile à quantifier en raison de sa nature (c'est-à-dire qu'il y a absence d'un ordre de grandeur et, de ce fait, impossibilité d'observer les pointes par voie de diffraction de rayons X). Ainsi, bien que l'on dispose de nombreuses méthodes pour mesurer la teneur en verre, les résultats obtenus varient grandement de l'une à l'autre.

Certains documents de référence (1,3,4,24,27,28,29) renferment des articles de fond et des résumés portant sur la structure vitreuse et sur la détermination de la teneur en verre.

Une des hypothèses visant à expliquer l'activité hydraulique des verres repose sur la question de l'énergie libre. Bien que ne travaillant pas sur des laitiers, Nassau et ses collaborateurs (30) ont découvert que certains verres s'hydrataient en atmosphère humide, tandis que des cristaux de même composition demeuraient non hydratés. Ils expliquent ce phénomène en s'appuyant sur l'équation de Gibbs sur l'énergie libre et en supposant des conditions d'équilibre et aucun obstacle cinétique. Pour les transformations suivantes :

verre → cristal	$G_{g,c}$ est négatif
cristal + H_2O → produit hydraté	$G_{c,h}$ est positif

où :

G = énergie libre de Gibbs
g = verre
c = cristal
h = produit hydraté*

*Pour les besoins de la présente étude, la notation simplifiée de Nassau et ses collaborateurs est employée ici.

Donc, lorsqu'il y a hydratation directe du verre :

$$\text{verre} + H_2O \rightarrow \text{produit hydraté} \qquad G_{g,h} = G_{g,c} + G_{c,h}$$

Tant que $G_{g,c}$ est d'un ordre de grandeur supérieur à $G_{c,h}$, $G_{g,h}$ est négatif et le verre s'hydrate même si le cristal ne le ferait pas. La figure 3.1 illustre ces réactions. Les laitiers ne s'hydratent que très lentement en présence d'eau. L'obstacle cinétique à l'hydratation, représenté par $E_{g,h}$, peut être éliminé par un alcali ou un sulfate ou encore par activation thermique.

Le degré de vitrification obtenu au cours de la trempe dépend de plusieurs facteurs, soit la température du matériau en fusion à la sortie du haut fourneau, la composition chimique et la viscosité du laitier ainsi que le taux de refroidissement obtenu par la méthode de trempe. Les trois premiers facteurs sont en corrélation et ils déterminent si le taux de refroidissement mis en oeuvre suffit à empêcher une cristallisation générale. La température, la composition chimique et la viscosité du laitier sont optimisés en tenant compte du fonctionnement du haut fourneau, car l'on vise avant tout à produire un métal présentant des propriétés constantes. L'utilisation de hauts fourneaux modernes ainsi que de sources uniformes de fer et de fondant (pierre à chaux), les laitiers présentent maintenant une composition chimique uniforme (c'est-à-dire que la viscosité du laitier est surtout fonction de la température pour un fourneau et des charges donnés). Pour autant que la température du laitier en fusion à la sortie du fourneau soit assez élevée et que l'on ait recours à un procédé de trempe normal (granulation ou réduction en boulettes), la teneur en verre obtenue devrait se révéler assez constante.

Schröder (1) a fait état de détails relatifs à la façon dont les modifications apportées au procédé utilisé dans le haut fourneau influent sur le laitier obtenu. L'examen d'échantillons de laitier prélevés sur plusieurs coulées (31) a révélé que la température du métal en fusion à la sortie du haut fourneau constitue la plus grande variable. Malgré les systèmes de régulation modernes, il est possible qu'un haut fourneau se dérègle. Ainsi, la température du métal en fusion observée à la sortie d'un haut fourneau a varié entre 1 390 et 1 590 °C sur une période de trois mois (tableau 3.1). On notera toutefois que cette température se situait entre 1 490 et 1 550 °C dans 75 % des cas pour les 46 échantillons examinés. Comme la température à l'état liquide des laitiers types varie entre 1 320 et 1 450 °C (1), une diminution de la température du haut fourneau peut se traduire par une certaine cristallisation avant la trempe du laitier. Cet auteur a en outre observé (au moyen d'un pyromètre optique) que le laitier en fusion perdait environ 100 à 150 °C sur une distance de 15 m, entre la sortie du haut fourneau et les tambours où il sera réduit en boulettes.

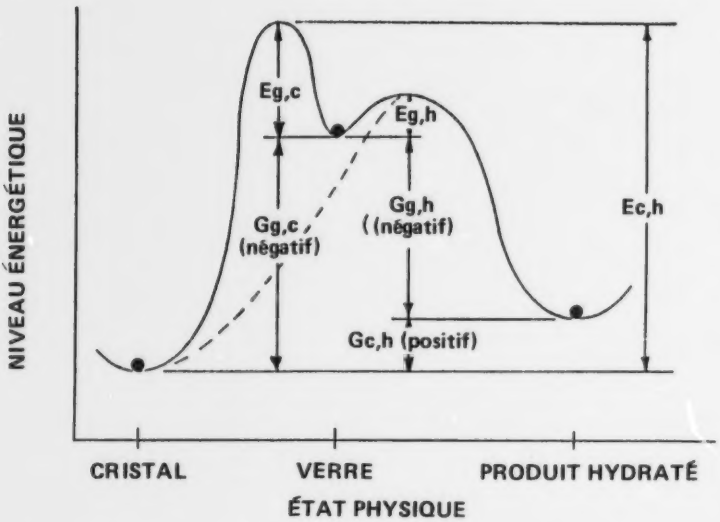


Figure 3.1 — Conceptualisation des réactions de types Arrhenius (31) (selon les symboles de la référence n°30)

LÉGENDE :
E = énergie d'activation nécessaire pour surmonter l'obstacle à la réaction
G = énergie libre de Gibbs
g = verre, c = cristal, h = produit hydraté

OBSERVATIONS :
On peut obtenir Eg,h par des moyens chimiques, par exemple l'activation par les alcalins, ou par une cure à température et pression élevées.
On peut obtenir Eg,c en portant le matériau à la température de dévitrification, soit à environ 850 °C.
Ec,h ne peut être surmonté directement que par de très longues périodes de cure hydrothermique (35 jours à 180 °C, Speakman, 1970), ou indirectement par refusion et trempe de vitrification, puis hydratation.

Blondiau (32) a découvert que la réduction de la température de granulation de 1 538 à 1 479 °C entraînait une diminution de 10 à 40 % de la résistance du ciment. Par ailleurs, Fierens et Poswick (33) ont observé que la vitesse de trempe influait sur l'hydratation du laitier synthétique (produit en laboratoire) entièrement vitrifié. On a observé que la réactivité accrue du laitier soumis à une trempe plus rapide était attribuable au moins grand nombre de défauts que présente la structure vitreuse. Toutefois, cette tendance n'a pas été observée de façon aussi nette

Tableau 3.1 — Variation de la composition chimique de laitiers provenant d'un haut fourneau* sur une période detrois mois en 1976**

Élément	Poids, en %		
	Minimum	Maximum	Type
CaO	34,17	43,16	39,98
SiO_2	33,33	43,68	37,53
Al_2O_3	7,57	10,50	8,33
MgO	8,27	13,51	10,06
K_2O	0,14	1,68	0,44
S	1,23	2,98	2,02
Fe (total)	0,31	1,91	0,44
Mn (total)	0,28	2,04	0,54
Température du métal en fusion (en °C)	1 390	1 590	1 510

*Haut fourneau n°4 de l'aciérie Dofasco, à Hamilton, Ontario (Canada).
**D'après le document de référence n°31.

lorsqu'il s'agissait de laitiers industriels (34). Pour leur part, Goto et ses collaborateurs (35) ont découvert que la composition chimique influait sur l'effet de la vitesse de trempage sur la réactivité du laitier synthétique.

Après avoir modifié les conditions de trempe pour 30 laitiers, Schwiete et Dölbor (36) ont observé que la teneur en verre constituait l'élément qui influait le plus sur la résistance du laitier (figure 3.2). Bien qu'un accroissement de la cristallisation se traduisait par une diminution de l'hydraulicité, ils étaient d'avis que les laitiers présentant une teneur en verre d'à peine 30 à 40 % pouvaient être utilisés.

Comme l'a signalé Smolczyk (26), d'autres chercheurs n'ont observé aucune relation directe entre la teneur en verre et la résistance; par ailleurs, de faibles quantités d'inclusions cristallines se révélaient bénéfiques dans certains cas. Ainsi que l'illustre la figure 3.3, Demoulian et ses collaborateurs (37) ont noté une diminution de la résistance des laitiers dont la teneur en verre dépasse 95 %. Cette figure indique en outre qu'une teneur de plus de 30 % en cristaux de merwinite influe peu sur la résistance. Ils en sont arrivés à la conclusion que la cristallisation de la merwinite (C_3MS_2) entraînait une meilleure réactivité du verre, ce qui compensait l'effet de la réduction de la teneur en verre. Ce phénomène a été confirmé par Frearson et Uren (38), lesquels ont découvert que la majorité des cristaux de merwinite dendritique étaient renfermés dans le verre et que leur présence se traduisait par une plus grande réactivité des particules. Par ailleurs, Frigione (39) a fait état d'une diminution de la résistance lorsque la teneur en verre dépasse environ 90 %.

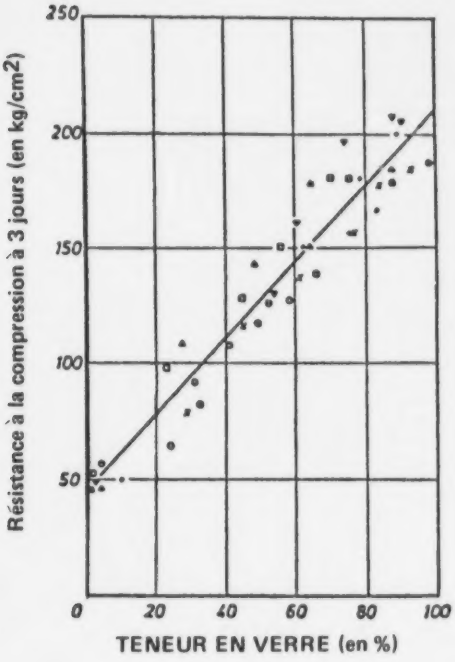


Figure 3.2 — Corrélation entre la teneur en verre et la résistance à 3 jours (d'après la référence n°36), 100 kg/cm² = 9,8 MPa

Selon Smolczyk (26), contrairement à ce qui se produit dans le cas de gros cristaux peu dispersés, la présence de cristaux fins et bien répartis modifie très peu la résistance. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que les cristaux fins et bien dispersés pourraient demeurer entièrement ou partiellement renfermés dans le verre réactif au moment du broyage du laitier en poudre.

Bien qu'une structure en grande partie amorphe soit essentielle à l'hydraulicité du laitier, peu de normes font état d'une teneur en verre minimale en partie parce que les nombreuses méthodes qui servent à déterminer la teneur en verre donnent des résultats qui ne concordent pas toujours. Toutefois, même si l'on adoptait une méthode normalisée, la teneur en verre minimale acceptable constituerait un autre problème. Ainsi, des teneurs minimales de 90 % ont été relevées dans les fiches techniques de produits offerts sur le marché; toutefois, comme il en a déjà été fait mention, selon Schwiete et Dölbor (36) une teneur de 30 à 40 % se révélait acceptable et les résultats obtenus par Demoulian et ses collaborateurs (37) indiquaient qu'un pourcentage de moins de 70 % demeurait encore acceptable. Par ailleurs, selon Coale et ses col-

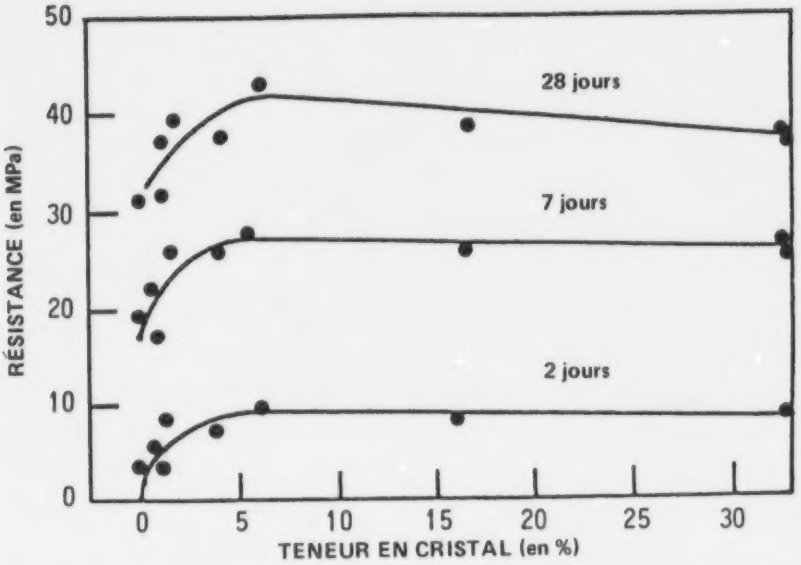


Figure 3.3 — Corrélation entre la teneur en cristaux de merwinite et la résistance de mortiers normalisés ISO (76 % de laitier, 19 % de clinker et 5 % de gypse) (d'après la référence n°37)

laborateurs (40), un minimum de 85 % permettait d'éviter une réactivité faible mais aussi de réduire la possibilité d'un manque de résistance à la désagrégation attribuable à la cristallisation du périclase. Néanmoins, exception faite de certains laitiers sud-africains présentant une teneur en magnésium supérieure à 20 % (40), cet inconvénient ne semble pas constituer un problème.

Hooton (31) ainsi que Hooton et Emery (29) ont étudié plusieurs techniques de mesure de la teneur en verre et ont perfectionné une méthode de miscroscopie en lumière polarisée, appelée méthode de McMaster modifiée. Cette dernière est indiquée en annexe de la norme canadienne CSA A363-M1983 intitulée Laitier hydraulique cimentaire. Elle a été incorporée à cette norme aux fins de contrôle du degré de vitrification uniquement parce qu'aucune norme canadienne n'établissait de teneur en verre minimale. Des essais de rendement en termes de résistance directe plus satisfaisants sont maintenant prévus par des normes ACNOR et ASTM grâce auxquelles on peut évaluer la réactivité d'un laitier (normes CSA CAN3-A23.5-M82 et ASTMC989-85). Bien que la méthode de McMaster modifiée ait été utilisée ailleurs avec un certain succès (42), plusieurs autres techniques ont été mises au point (43,44). Les travaux réalisés par Frearson et ses collaborateurs (43) au moyen de la microscopie en lumière réfléchie revêtent une importance particulière, car ils ont permis de résoudre le problème que présentait le

repérage des particules vitreuses réactives présentant de gros cristaux de merwinite (C_3MS_2) dendritique noyés, qu'on aurait auparavant qualifiés de cristallins. La Grande-Bretagne semble en voie d'établir un critère de teneur en verre minimale, malgré la tendance observée dans les autres normes internationales à préconiser uniquement un essai de rendement (43).

Bien que la structure vitreuse soit essentielle à la réactivité, une teneur en verre élevée obtenue par n'importe quel procédé ne constitue pas une assurance que le laitier présentera une grande réactivité. Il n'existe aucune corrélation exacte entre la teneur en verre et l'hydraulicité. Il est probable qu'un producteur de laitier pourrait être incapable de rejeter du laitier insuffisamment broyé présentant une faible teneur en verre, car il serait probablement déjà bien mélangé au stockage. Un simple examen à l'oeil nu constitue la seule méthode de sélection, car le laitier refroidi à l'air présente une couleur et une structure physique différente de celles du laitier granulé à l'eau et du laitier réduit en boulettes. Selon des observations personnelles, la teneur en verre n'est d'ordinaire mesurée que sur le produit final, lequel présente une teneur en verre et une activité hydraulique uniforme si le laitier est bien mélangé à son arrivée.

Composition chimique

Quoique l'état vitreux soit primordial pour l'hydraulicité du laitier, la composition chimique de ce dernier constitue aussi un facteur important. Cette composition influe non seulement sur le degré de vitrification obtenu au moment de la trempe (pour un procédé de trempe donné, par l'effet produit sur la température à l'état liquide et sur la viscosité), mais aussi sur la solubilité et, de ce fait, sur la réactivité du verre au cours de l'hydratation. Par exemple, à la température ambiante, les verres commerciaux à teneur élevée en silice sont peu vulnérables à l'eau ou aux solutions alcalines, mais leur solubilité augmente à mesure que le rapport calcium-silice (C/S) augmente (41). Cependant, lorsque le rapport C/S augmente, la vitrification du laitier devient plus difficile pour un procédé de trempe donné (27).

Il est généralement reconnu que l'accroissement de l'activité hydraulique des laitiers augmente lorsqu'augmente la teneur en CaO et en Al_2O_3 et lorsque diminue la teneur en SiO_2 et en MnO (1,45). Smolczyk (26) a toutefois déclaré que les laitiers dits acides, (C/S $<$ 1.0), auparavant considérés comme étant de piètre qualité (3,24), se montraient réactifs lorsque la faible teneur en CaO était compensée par une augmentation de la teneur en MgO et en Al_2O_3. Cette donnée se révélait d'un grand intérêt, car les laitiers produits à Hamilton (Ontario) présentent souvent un rapport C/S inférieur à 1 tout en demeurant très réactifs. De surcroît, comme l'a indiqué Kondo (46), les verres de laitier dont la teneur en Al_2O_3 augmente peuvent être plus résistants, mais

on néglige souvent le fait que ces verres exigent aussi une activation par une teneur plus élevée en hydroxyde de calcium (CH) pour plus de résistance. Selon lui, cette demande plus forte en CH lorsque la teneur en Al_2O_3 est élevée peut être attribuable à la réaction pouzzolanique plutôt qu'hydraulique et le CH ne constitue donc plus uniquement un activant. D'après les documents publiés sur la question, l'effet du MgO sur l'hydraulicité est controversé (1,3), mais des études plus récentes démontrent qu'il est souhaitable (26). La formation de périclase, qui peut entraîner une perte de résistance à la désagrégation, constituait au début un sujet de préoccupation, mais les succès obtenus dans l'utilisation de laitiers sud-africains renfermant du MgO dans une proportion qui pouvait atteindre 20 % (41,47,48) ont atténué cette inquiétude.

L'effet d'éléments mineurs sur la réactivité n'a pas été établi clairement. Ainsi, Keil et Gille (49) ont découvert que les verres synthétiques composés uniquement des principaux oxydes, soit C-M-A-S, ne présentaient pas les mêmes tendances en matière de réactivité que les laitiers industriels. Toutefois, Nurse (28) affirme que Tanaka et ses collaborateurs ont découvert que la réactivité de verres de C-A-S était similaire à celle des laitiers industriels. Par ailleurs, Smolczyk (50) a observé que l'inclusion d'éléments mineurs dans une équation complexe améliorait les perspectives de résistance, mais que l'effet de ces oxydes variait selon les propriétés de l'activant et la période de la cure.

Bien qu'un producteur de ciment au laitier n'ait aucun contrôle sur la composition chimique du laitier (exception faite du rejet des laitiers présentant une composition inhabituelle), un grand nombre d'études portant sur l'hydraulicité du laitier ont été axées sur les effets de cette composition (40,51,52,53). Selon de nombreuses études, notamment celles dont font état ces documents, au moins 13 modules de composition ont été élaborés en vue de prévoir la composition optimale du laitier, comme l'ont résumé Keil (24), Schröder (1), Lea (4), Terrier (54), Gupta (55), Krüger (41) et Hooton (31).

Nombre de ces modules sont dérivés des rapports d'alcalinité utilisés dans le cadre du fonctionnement du haut fourneau afin d'évaluer les conditions de fusion, comme l'indiquent les équations 1 à 3 (24).

$$M1^* = C/S \qquad \text{Éq. 1}$$

$$M2 = (C + M)/S \qquad \text{Éq. 2}$$

$$M3 = (C + M)/(S + A) \qquad \text{Éq. 3}$$

*Pour les besoins de la présente étude, les désignations M1 à M13 ont été attribuées aux rapports ou modules de composition énumérés.

En URSS, on utilise aussi le module M3 en combinaison avec M4 pour évaluer les laitiers en vue de les utiliser comme matériau liant (56).

$$M4 = A/S \qquad \text{Éq. 4}$$

Avant 1942, la norme allemande DIN 1164 sur les ciments exigeait que l'équation 5 soit égale ou supérieure à 1 pour les laitiers incorporés au ciment.

$$M5 = (C + M + 0{,}33A) / (S + 0{,}67A) \geq 1 \qquad \text{Éq. 5}$$

Toutefois, cette dernière a été remplacée par l'équation 6, qui a été conservée dans la version révisée de la norme DIN 1164 publiée en 1967.

$$M6 = (C + M + A) / S \geq 1 \qquad \text{Éq. 6}$$

Au Japon, le module M6 doit être supérieur à 1,4 (25,57).

Par ailleurs, Keil (24) a déterminé un autre module, M7, spécifiant la teneur en sulfure de calcium (CaS) et en manganèse (M) du laitier.

$$M7 = (C + CaS + 0{,}5M + A) / (S + MnO) \geq 1{,}5 \qquad \text{Éq. 7}$$

La norme CSA A363-M1983 renferme une note où les équations 5, 6 et 7 sont indiquées comme lignes directrices concernant la composition souhaitable pour le laitier, mais aucune exigence n'est prévue à cet égard dans cette norme.

De Langavant (51) a pour sa part proposé un indice de qualité, soit :

$$M8 = 20 + C + A + 0{,}5M - 2S \qquad \text{Éq. 8}$$

en vertu duquel la qualité du laitier est jugée moyenne lorsque M8 est inférieur à 12, bonne lorsqu'il se situe entre 12 et 16, et très bonne lorsqu'il est supérieur à 16. Cependant, si l'on avait recours à cet indice pour un laitier type produit à l'heure actuelle en Amérique du Nord, dans lequel la dolomite a été utilisée comme fondant (voir le tableau 2.1), presque tous les laitiers utilisés seraient de qualité moyenne.

Sopora (52) était d'avis que le fer et le manganèse réduisaient la réactivité et il a proposé le rapport indiqué dans l'équation 9.

$$M9 = (C + M + A) / (S + F + (MnO)^2) \qquad \text{Éq. 9}$$

Quant à Schwiete et Dölbor (36), ils n'ont fait aucun état de l'effet du magnésium dans l'élaboration de leur module, remanié par Krüger (41), comme l'indique l'équation 10.

$$M10 = (C + 0{,}9A) / (S + 0{,}1A) \qquad \text{Éq. 10}$$

Pour leur part, Cheron et Lardionois (58) ont établi une relation linéaire entre l'équation 11 et la résistance à la compression.

$$M11 = (C + 1{,}4M + 0{,}56A) / S \qquad \text{Éq. 11}$$

Par ailleurs, en se servant de verres synthétiques renfermant un vaste éventail des principaux oxydes, Coale et ses collaborateurs (40) ont observé une relation entre la résistance à la compression et l'équation 12 en regard de l'activation de l'hydroxyde de calcium.

$$M12 = (6C + 3A) / (7S + 4M) \qquad \text{Éq. 12}$$

Toutefois, on a découvert au même moment que ni ce dernier module ni les modules dont il a été fait mention plus tôt ne se révélaient entièrement satisfaisants, même lorsqu'on les appliquait à une phase individuelle. On en est arrivé à la conclusion qu'il n'existe pour un vaste éventail de compositions aucun lien direct entre la résistance et les oxydes. Gupta (55), Regourd et ses collaborateurs (59) ainsi que Hooton et Emery (29) ont aussi observé que ni la composition chimique ni bon nombre des modules présentés ne permettaient de prévoir la résistance de façon satisfaisante.

Parker et Nurse (27) ont quant à eux reconnu que la teneur en verre constituait un élément important dans tout calcul visant à déterminer la qualité. Ils ont tenu compte dans leur équation de cet élément, déterminé par examen microscopique, ainsi que de produit de la teneur en verre et du rapport M5;

$$M13 = 0{,}38 \text{ (teneur en verre) } (M5 - 0{,}72) + 75 \qquad \text{Éq. 13}$$

où M13 correspond au pourcentage de la résistance à la compression obtenue comparativement à celle du béton de ciment portland. Kramer (3) a aussi observé un lien entre la résistance et la teneur en verre mesurée sous une lumière ultraviolette multipliée par le rapport M1. Dans ces deux relations, la vitrification parfaite n'est pas établie comme hypothèse (comme c'est le cas dans les rapports M1 à M12) et ces indices, qui associent la teneur en verre et la composition chimique, semblent s'appliquer mieux à l'évaluation des laitiers trempés selon un procédé industriel. Cependant, Parker (60) a par la suite indiqué que, malgré l'indice M13 qu'il avait établi avec son collègue Nurse, l'essai de résistance demeurait la méthode la plus satisfaisante pour évaluer la qualité des laitiers.

Bref, bien que la composition chimique influe de toute évidence sur la réactivité du laitier, l'effet qu'ont sur l'hydraulicité les modifications apportées à cette composition n'a pas été établi de façon nette. De plus, comme la composition du laitier est déterminée par le sidérurgiste pour optimiser la qualité du métal produit, le travail à accomplir dans ce domaine apparaît démesuré compte tenu de son utilité pratique. Dans les faits, on mélange les stocks laitier non broyé pour qu'il présente des propriétés et un rendement hydraulique relativement uniformes (29).

Composition minéralogique

Une légère modification de la composition chimique peut avoir un effet considérable sur la composition minéralogique du ciment portland. Or, cette dernière détermine les propriétés hydrauliques. La composition minéralogique d'un verre de laitier pourrait donc influer davantage que sa composition chimique sur sa réactivité. Les composés cristallins qui se trouvent dans le laitier dévitrifié correspondent en grande partie à la gamme de solutions solides de mélilite, dont l'akermanite (C_2MS_2) et la géhlinite (C_2AS) constituent les extrêmes. Ces solutions renferment une plus faible quantité de monticellite (CMS), de diopside (CMS_2), de merwinite (C_3MS_2) et d'autres minéraux (61,29). Cependant, ces minéraux cristallins sont d'ordinaire considérés comme étant inertes en présence d'eau (1,4), sans doute en raison de la coordination régulière des atomes de leur structure cristalline (62). Dans le cas de laitiers industriels, pour lesquels le dosage de la solution solide de mélilite ne peut être déterminé uniquement en fonction de la composition chimique, Ervin et Osborn (63) ont mis au point une technique de diffraction de rayons X qui est fondée sur l'évaluation du déplacement moyen des espacements d.

Keil et Gille (49) en sont arrivés à la conclusion qu'il était impossible d'évaluer les propriétés hydrauliques d'un verre en calculant les minéraux présents à l'état d'équilibre. D'ailleurs, Nurse (28) a convenu que cette technique pouvait induire en erreur et qu'elle ne présentait aucun avantage comparativement aux rapports plus courants qui mettent en jeu la composition en oxydes. Néanmoins, Regourd et ses collaborateurs (59) en ont conclu plus récemment que la composition en mélilite, déterminée selon l'évaluation des paramètres de la microstructure des laitiers dévitrifiés, constituait un élément important qui influait sur la réactivité. Par ailleurs, Solacolu (64) ainsi que Teoreanu et Georgescu (53) ont observé que la variation de la résistance en fonction de la composition chimique n'était pas continue aux limites des phases qui établissent différentes formations pouvant être à l'état d'équilibre (certaines limites de phases sont illustrées à la figure 2.2). Compte tenu des résultats contradictoires dont font état les documents publiés sur cette question, il n'a pas été établi de façon claire que la composition minéralogique d'équilibre influe sur l'activité hydraulique.

Akatsu et ses collaborateurs (65) ont observé dans le système géhlinite-akermanite que les verres les plus réactifs pour ce qui est de la résistance à trois et à sept jours renfermaient de 30 à 50 % d'akermanite. Toutefois, on obtenait à 28 jours une résistance accrue en utilisant un plus vaste éventail de verres renfermant de 20 à 70 % de ce minéral.

Pour leur part, en s'appuyant sur l'examen de l'alcalinité de verres en suspension dans l'eau, Kondo et Ueda (66) ont observé que le C_2MS_2 possède une hydraulicité qui n'est pas uniquement latente, tandis que celle du C_2AS et d'un mélange de solution solide était considérée

comme latente. Les inclusions cristallines que renferment les laitiers trempés, comme le C_3MS_2, qu'on ne trouve pas après la cristallisation d'équilibre (41), peuvent influer sur la réactivité du laitier en modifiant la composition de la phase vitreuse. Schröder (1) a fait état de travaux accomplis en vue d'accroître l'hydraulicité par des traitements thermiques afin de favoriser la cristallisation de la merwinite, instable par rapport à la géhlinite. Ici encore, cet effet a été confirmé par Frearson et ses collaborateurs (43). De même, bien que des cristaux de merwinite aient été trouvés dans des échantillons de laitier réduit en boulettes présentant une vitrification incomplète (84 à 96 % de verre), provenant de Hamilton (Ontario) (29), le fait de dévitrifier ces mêmes laitiers (en les portant à une température de 1 050 °C et en les soumettant à un refroidissement lent) se traduisait par l'absence de merwinite comme phase d'équilibre.

Finesse du broyage

Bien que la facilité avec laquelle le laitier peut être broyé n'influe pas sur son hydraulicité, elle influe sur la finesse optimale du broyage sur le double plan de la résistance et de l'économie. On a constaté que le laitier granulé à l'eau pouvait être broyé moins facilement que le ciment portland (67). Le broyage combiné de divers matériaux, qui est méthode traditionnelle de production de ciments mélangés, aurait donc tendance à privilégier le broyage du ciment portland. Toutefois, les travaux menés par Osborne (68) ont démontré que le broyage du laitier réduit en boulettes exige une moins grande consommation d'énergie que celui du laitier granulé. Comme l'a résumé Daimon (57), l'affinage du laitier se traduit par une meilleure résistance du mélange, ce qui se révèle difficile lorsque les éléments sont broyés ensemble.

Ainsi que l'ont résumé Schröder (1), Stutterheim (67), Lea (4) et Mills (5), en raison des avantages que présente le broyage du laitier seul, cette technique s'est répandue en Afrique du Sud, en Angleterre, au Canada et, plus récemment, aux États-Unis. Tandis qu'une finesse de 400 m^2/kg selon l'échelle de Blaine a été adoptée au Canada pour certains laitiers réduits en boulettes dans le cadre d'exploitations commerciales (17,69), le laitier broyé seul de la société Atlantic Cement aux États-Unis se situe en règle générale dans la plage de 500 à 550 m^2/kg (70) et on produit à la nouvelle usine de broyage de Reiss Lime, près de Sault Sainte-Marie, un laitier présentant une finesse de 450 m^2/kg. De même, les usines d'Atlantic Cement et de Reiss Lime possèdent toutes deux des circuits fermés de broyage efficaces permettant de limiter la granulométrie des particules.

Lea (4) a fait état de l'effet de la finesse sur la résistance à 28 jours d'un béton renfermant 30 % de ciment au laitier. Cette résistance diminuait de 22 % lorsque la finesse du laitier, mesurée selon l'échelle de Blaine, baissait de 393 à 310 m^2/kg, mais elle n'augmentait que de 13 % lorsque cette finesse passait de 393 à 485 m^2/kg. Toutefois, pour une

teneur en laitier de 75 %, Schröder (1) a observé une augmentation presque équivalente de la résistance lorsque la finesse du laitier passait de 350 à 400 m^2/kg et de 400 à 450 m^2/kg (figure 3.4). Pour une même teneur en laitier, Schröder (1) a aussi découvert que l'effet de la finesse sur la résistance était aussi fonction de la composition chimique du laitier. Selon cette composition, l'accroissement de la résistance à 28 jours se situait entre 20 et 60 % lorsque la finesse passait d'environ 280 à 400 m^2/kg.

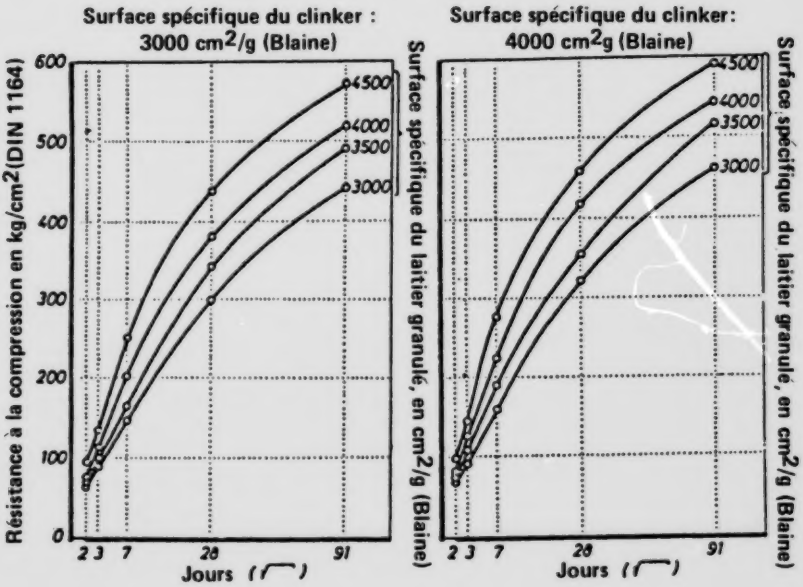


Figure 3.4 — Effet de la finesse sur la résistance de prismes de mortier DIN 1164 renfermant 75 % de laitier (1)

En examinant un laitier canadien réduit en boulettes broyé à une finesse de 328, 363, 403 et 454 m^2/kg selon l'échelle de Blaine, Hooton et Emery (29) ont observé très peu d'effet sur la résistance de cubes de mortier (renfermant 70 % de laitier) à 7 jours. Par ailleurs, à 28 et à 91 jours, l'accroissement de la résistance était proportionnel à celui de la finesse, à l'exception que la résistance des laitiers présentant une finesse de 403 et de 454 m^2/kg était similaire.

En règle générale, comme c'est le cas pour tous les matériaux liants, la réactivité du laitier est proportionnelle à sa surface de contact et la finesse est limitée pour des motifs d'économie aussi bien que de rendement, par exemple le retrait et le temps de prise.

Activation des verres de laitier

D'Ans et Eick (71) ont émis l'hypothèse qu'il existait un mécanisme de réaction suivant lequel l'hydraulicité latente des verres de laitier est libérée. Dans l'eau, le CaO était à l'origine libéré depuis la surface des grains de laitier, mais la réaction de l'eau avec le Al_2O_3 et le SiO_2 restants formait des gels acides imperméables à la surface des grains de laitier. Cet enrobage empêchait la poursuite de l'hydratation jusqu'à ce que ces gels soient dissous par l'apport externe d'une quantité de chaux suffisante. Ce mécanisme a été confirmé par Kondo et Ueda (66) pour les verres de C_2AS lorsqu'un enduit de composition ASH_6 d'une épaisseur de 0,2 μm se formait à la surface du verre.

Selon Eitel (74), ainsi que D'Ans et Eick (71), les laitiers à teneur élevée en sulfures de calcium présentaient une plus grande auto-activation, parce que le CaS se dissolvait dans l'eau pour former du $Ca(OH)_2$ et du H_2S. En raison des procédés de désulfurisation employés à l'usine Dofasco de Hamilton (Ontario), on a trouvé des laitiers possédant une teneur en sulfure atteignant 3 % (voir le tableau 3.1) et cet état de choses peut expliquer en partie la réactivité non activée que présentent ces laitiers (14,55,75). En fait, la norme canadienne intitulée Liant hydraulique cimentaire (CSA A363-M1983) fait état d'un essai de l'évolution de la résistance visant des mortiers de laitier pur. Toutefois, Teoreanu et Georgescu (53) ainsi que Krüger (41) n'ont observé aucun lien entre le potentiel de résistance des laitiers activés et non activés. Par conséquent, l'évaluation de l'hydraulicité virtuelle d'un laitier non activé présente donc peu d'intérêt.

Les activants le plus fréquemment employés sont l'hydroxyde de calcium, le ciment portland et le gypse. D'autres activants chimiques, tels le Na_2CO_3 (76), le NaOH et le Na_2SiO_3 (45,77) sont aussi utilisés. Sur le plan pratique, le ciment portland constitue l'activant le plus important car il est présent dans presque tous les bétons.

On considère généralement qu'avec le ciment portland, l'activation est en réalité attribuable à l'hydroxyde de calcium libéré au cours de l'hydratation du ciment portland. Cependant, Nurse (28) a indiqué qu'il existe des différences entre l'activation par la chaux et par le ciment portland, et que le type d'activation et l'intensité nécessaires pour acquérir la résistance optimale varient selon la composition du laitier. Keil et Gille (49) ont découvert que l'emploi de chaux entraînait l'acquisition d'une grande résistance pour le verre de C_2AS, mais non pour celui de C_2MS_2, et que l'inverse était vrai lorsque l'on employait du ciment portland. Par contraste, selon Krüger (41), les réactions d'hydratation du laitier activé au moyen de chaux hydratée et de ciment portland sont similaires et que la chaux devrait remplacer le ciment portland pour évaluer les possibilités de résistance du laitier.

L'activation du laitier par le ciment portland est aussi largement fonction de la composition minéralogique du ciment portland (26). Ainsi, on a observé qu'une grande quantité de C_3S se révélait bénéfique (78). Toutefois, Frigione et Sersale (79) n'ont établi aucun lien avec le C_3S. Ils ont plutôt découvert que la teneur en alcalis du clinker de ciment portland constituait le facteur qui influait le plus sur la résistance de mélanges renfermant respectivement 30, 50 et 70 % de laitier. Bien qu'une concentration plus élevée en alcalis retardait l'hydratation du clinker, elle accélérait celle du laitier. La température d'hydratation est un autre facteur déterminant de l'hydraulicité. Ainsi, Maiko et ses collaborateurs (78) ont découvert en examinant des mélanges renfermant 50 % de ciment portland et 50 % de verre de laitier que la composition des verres permettant d'acquérir une grande résistance à 20 °C (CAS_2, CMS et solutions solides de mélilite) n'était pas forcément la même que celle qui le permettait à 90 °C (αCS, CAS_2 et C_2MS_2).

Ludwig (73) a découvert que les produits d'hydratation des ciments portland au laitier étaient les mêmes que ceux du ciment portland, à l'exclusion du fait qu'ils ont observé de plus faibles quantités d'hydroxyde de calcium et d'hydrogrenats de $C_4(A,F)H_{13}$.

Pour leur part, Smolczyk et Romberg (80) ont indiqué que l'inclusion de laitier influait à la fois sur la porosité des pâtes et sur la répartition de la taille des pores à la température ambiante. Lorsque la teneur en laitier des pâtes est passée de 0 à 76 %, ils ont noté que le volume des pores de grande taille, (diamètre de plus de 300 μm) diminuait d'environ un tiers. Cet effet revêt une grande importance, car la présence de pores capillaires de grande taille entraîne à la fois un accroissement de la perméabilité et une diminution de la résistance des pâtes de ciment (81). Depuis lors, des résultats similaires ont été obtenus par Manmohan et Mehta (82), Feldman (83), Roy et Idorn (84) ainsi que Hooton (85). Ce dernier a aussi fait état d'une réduction de la perméabilité à l'eau à 91 et à 182 jours (85).

4. RÉACTIVITÉ DU LAITIER AUTOCLAVÉ

Dans un premier temps, nous traiterons de l'autoclavage, puis nous aborderons l'utilisation du laitier autoclavé.

Cycles d'autoclavage

L'autoclavage est une cure à une température supérieure à 100 °C dans de la vapeur saturée. Les termes cure hydrothermique et cure à température et sous pression élevées peuvent être synonymes d'autoclavage, mais il peut aussi s'agir alors d'une cure sous pression dans de la vapeur non saturée.

L'autoclavage constitue le procédé le plus souvent employé pour la cure des blocs et des briques de béton ainsi que les briques de silicate de calcium (brique de sable et de chaux). Suivant un procédé commercial type, le liant et le granulat sont mélangés comme s'il s'agissait d'un béton normal, mais la teneur en eau est beaucoup plus faible. Des quantités précises de mélange sec placées dans des moules sont soumises à des vibrations jusqu'à ce que l'échantillon atteigne une hauteur constante. Les blocs ou les briques ainsi formés sont immédiatement démoulés et chargés sur des supports. Ces derniers, installés sur des chariots, sont d'ordinaire placés dans des «fours» et conservés en atmosphère humide entre 60 et 70 °C pendant plusieurs heures afin qu'ils acquièrent la résistance nécessaire pour qu'un béton jeune résiste aux contraintes mécaniques et thermiques. Les chariots sont ensuite chargés dans de longs autoclaves cylindriques où on introduit de la vapeur jusqu'à ce que la température maximale (et la pression de vapeur correspondante) soient atteintes, soit pendant une période d'une à deux heures. On utilise d'ordinaire une température se situant entre 160 et 190 °C et une pression de vapeur variant entre 0,55 et 1,17 MPa (86) et celles-ci sont maintenues pour une période de deux à huit heures, selon les cycles de fonctionnement. À la fin du cycle de cure, la vapeur est d'ordinaire libérée (et utilisée pour chauffer un autre autoclave) et la pression atmosphérique est atteinte en une période de 0,3 à 0,5 h. Les chariots sont déchargés et les blocs sont prêts à être utilisés après leur refroidissement.

Utilisation et avantages de l'autoclavage

L'autoclavage a été employé pour la première fois aux États-Unis en 1868 (87), mais il n'a été mis au point que dans le cadre des vastes recherches de Menzel (88) portant sur ce procédé et sur l'utilisation de silice en remplacement d'une partie du ciment portland.

En raison des dépenses en capital qu'entraîne la construction des installations et, plus récemment, en raison des frais énergétiques élevés qu'entraîne la production de vapeur, l'autoclavage est peu utilisé pour la fabrication de blocs de béton en Amérique de Nord. Toutefois, jusqu'aux années quatre-vingt, le sud de l'Ontario constituait une exception, car environ 90 % des blocs étaient autoclavés (86). Néanmoins, ce pourcentage accuse une baisse considérable en raison des coûts d'énergie élevés.

Outre l'obtention en quelques heures de produits dont la résistance équivaut à celle que présente à 28 jours un béton conservé en atmosphère humide, l'autoclavage offre d'autres avantages qui ont été résumés par Nurse (89) ainsi que par le American Concrete Institute (87).

Mentionnons notamment :

— la réduction de la quantité de ciment portland ou de chaux nécessaire, grâce au remplacement partiel par du quartz broyé (lequel ne devient réactif qu'à une température supérieure à 100 °C, comme l'illustre la figure 4.1);

— l'accroissement de la résistance par la réaction du granulat et du liant (et par la stabilisation de certains granulats présentant une mauvaise résistance à la désagrégation);

— la réduction d'environ 50 % du retrait attribuable au séchage;

— l'accroissement de la résistance aux sulfates;

— l'élimination de l'efflorescence.

Les produits obtenus présentent aussi une plus faible teneur en humidité résiduelle qui permet leur utilisation immédiate lorsqu'elle est associée à une diminution du retrait attribuable au séchage.

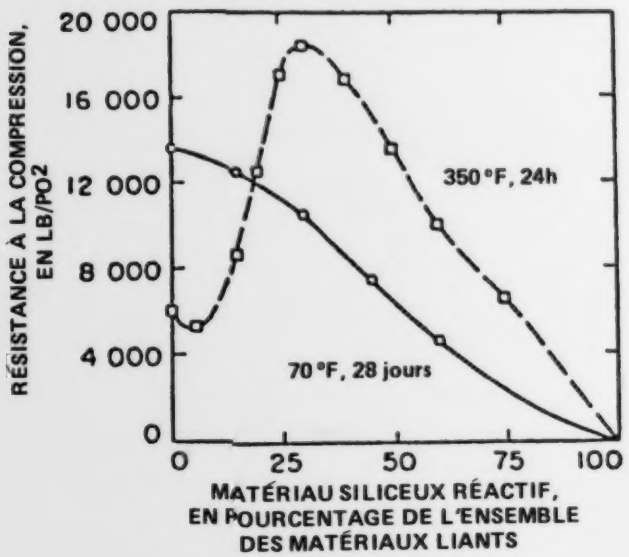


Figure 4.1 — Résistance à la compression de pâtes de ciment autoclavées et conservées en atmosphère humide renfermant diverses quantités de farine de silice (quartz broyé) (d'après la référence n°87)
Nota : 1 MPa = 145 lb/po²; 70 °F = 21 °C; 350 °F = 177 °C

Réactions en autoclave

La nature des produits obtenus par suite de l'hydratation en autoclave est semblable à celle des produits qu'on obtient lorsque le béton est conservé à la température ambiante, exception faite des éléments suivants :

1. Les rapports calcium-silice (C/S) des produits hydratés en autoclave qui entraînent une résistance maximale sont beaucoup plus faibles; de fait, ils se situent entre 0,81 et 1,5.
2. La poudre de silice (quartz broyé), presque inerte à la température ambiante, réagit avec l'hydroxyde de calcium libéré au cours de l'hydration du ciment portland à une température supérieure à 100 °C pour former davantage de silicate de calcium hydraté. La réduction ou l'élimination de l'hydroxyde de calcium constitue la principale raison qui explique l'accroissement de la résistance aux sulfates. La poudre de silice est d'ordinaire mélangée à du ciment portland pour donner un rapport C/S produisant des résistances élevées.
3. Le degré de cristallisation du C-S-H* observé dans les produits par suite de l'hydration en autoclave est beaucoup plus grand que dans les C-S-H presque amorphes qui se forment à la température ambiante.
4. On a constaté (90) que le ciment portland autoclavé présentait un faible surface de contact attribuable à l'affaissement de la structure et au maintien d'un volume élevé.

5. ÉTUDES PORTANT SUR LE LAITIER AUTOCLAVÉ

Bien que l'utilisation de laitier dans des pâtes, des mortiers et du béton ait fait l'objet de nombreuses études, peu de travaux ont été axés sur son emploi dans des applications en autoclave. C'est pourquoi nous vous présentons ci-après un résumé assez complet de ces études. Nombre d'entre elles ont porté sur les laitiers ou les verres synthétiques constitués en grande partie de Ca0, Al_2O_3 et SiO_2, mais celles-ci ne faisaient pas état du MgO que renferment les laitiers types produits en Amérique du Nord. De plus, dans bon nombre d'études portant sur l'autoclavage du laitier (et du ciment portland [91]), l'accent est mis sur les produits d'hydratation à l'état d'équilibre et sur des tempéra-

*C-S-H représente les silicates de calcium hydratés de structure peu cristalline et de composition variable du groupe de la tobermorite.

tures plus élevées et des périodes d'autoclavage plus longues que celles qui sont utilisées sur une base commerciale. Les résultats obtenus dans le cadre de nombreuses études devraient donc être considérés avec prudence lorsqu'il s'agit de les appliquer à des produits commerciaux.

Verres synthétiques et laitiers non activés

Negro (92) a indiqué qu'il avait examiné les réactions en autoclave de verres de mélilite présentant divers dosages de C_2AS et de C_2MS_2 vitreux. Les produits d'hydratation qu'il a observés étaient du $\propto C_2SH$ et du C-S-H renfermant de la xonotlite et de la plazolite aux températures les plus élevées. Comme aucun $Mg(OH)_2$ n'a été décelé, on a supposé que les ions magnésium remplaçaient les ions calcium dans le silicate de calcium hydraté observé. Les résultats obtenus concordent avec ceux de Schwiete et de ses collaborateurs (93), qui ont constaté que l'accroissement de la teneur en MgO des verres de mélilite se traduisait par une dilatation de la microstructure de C_2ASH_8 lorsque l'hydratation s'effectue à 22 °C.

Toutefois, Krüger et Visser (94), Visser et ses collaborateurs (95) ainsi que Krüger (41) n'ont rien trouvé qui permette de corroborer la formation d'une phase de C-M-S-H dans les pâtes autoclavées à 215 °C sur une période pouvant atteindre sept jours. Ces études ont permis de constater qu'un verre de composition C_2MS_2 s'hydratait pour former de la serpentine ($M_6S_4H_4$) et une phase non déterminée (soit du C-S-H ou de la calcite) avec une pointe de diffraction de rayons X de 3,027 Å. La géhlinite amorphe (C_2AS) s'hydratait pour former de l'hydrogrenat, soit de la plazolite ($C_3AS_2H_2$), de la boehmite (γAH) et peut-être du $\propto C_2SH$. Un verre renfermant 50 % de C_2AS et 50 % de C_2MS_2 et un laitier sud-africain (présentant une teneur en MgO de 15,1 %) se sont tous deux hydratés pour former de la plazolite ($C_3AS_2H_2$), de la serpentine d'aluminium ($M_5AS_3H_4$) et peut-être du $\propto C_2SH$. On en a donc conclu que le magnésium que renferment les verres de laitier ne se combinait pas en une phase C-M-S-H mais uniquement dans des phases MSH. Krüger (41) a affirmé qu'il était possible que l'eau s'attaque de façon sélective à certains cations, les lessivant ainsi du laitier vitreux pour former ainsi des phases hydratées. Les cations qui ne se retrouvent pas dans les produits d'hydratation pourraient donc demeurer dans le réseau vitreux non hydraté.

Mascolo et ses collaborateurs (96) ont quant à eux autoclavé à 175 °C des verres synthétiques et ainsi trouvé de la serpentine ($M_5AS_3H_4$), ainsi que du C_2AH_6 et de la plazolite. L'augmentation de la teneur en MgO entraînait un accroissement de la teneur en C_2AH_6, mais une diminution de la teneur en plazolite. Pour les verres présentant un rapport (C + M)/S constant, la résistance augmentait d'ordinaire avec l'accroissement de la teneur en MgO, jusqu'à concurrence de 17,4 %.

Par ailleurs, Govorov (97) a soumis des verres de C-M-A-S synthétiques renfermant 5 % de MgO à un autoclavage pouvant atteindre 48h, à des températures respectives de 150, 200 et 250 °C. Dans le cas de l'autoclavage à 150 et 200 °C, la principale phase observée correspondait à CSH(B)(C-S-H avec C/S ≥ 1,5), et des hydrogrenats de la gamme de solutions solides $C_3AS_zH6_{8-2z}$ (où $z = 0-3$) qui se forment pour certaines compositions. On a observé que les plus grandes résistances correspondaient aux compositions d'hydrogrenat maximales, mais la composition des verres était très différente de celle des laitiers de haut fourneau types.

Laitiers activés par du gypse

Massidda et Sanna (98) ont autoclavé du laitier italien compacté, présentant une teneur en MgO de 5,5 %, activé au moyen de 5 % de plâtre à 180 °C pendant des périodes de 15 et de 72 h. La plazolite constituait la seule phase hydratée observée; elle se trouvait en plus grande quantité à 72 h, mais la résistance mais la résistance variait peu. Ces auteurs ont attribué la grande résistance obtenue à 180 °C (par comparaison avec 50, 70, 120 et 150 °C) à la plus faible porosité et à l'affinage des pores.

Laitiers activés par de la chaux et du quartz

Midgley et Chopra (99) ont soumis à un autoclavage des laitiers broyés, expansés et granulés présentant des proportions variées de chaux hydratée à 160 °C pendant diverses périodes. À l'encontre des cendres volantes, du quartz et des autres matériaux siliceux qui consomment de grandes quantités de chaux, les laitiers réagissent complètement avec à peine 10 % de chaux après au moins 6 h à 160 °C. La quantité optimale de chaux employée comme activant a été établie à 5 % ce qui donnait des résistances élevées (figure 5.1). Les phases hydratées comprenaient un hydrogrenat (C_3ASH_2), du C-S-H se rapprochant de la tobermorite ainsi que du $\propto C_2SH$. Lorsqu'on augmentait la teneur en chaux, la résistance diminuait à mesure que la quantité de $\propto C_2SH$ augmentait au détriment du C-S-H. La faible résistance du $\propto C_2SH$ a aussi été observée par Kalousek (100) avec de pâtes de ciment portland au quartz. Les laitiers sans chaux s'hydrataient pour former du C-S-H faiblement cristallin et un hydrogrenat après 16 h d'autoclavage.

Kondo et ses collaborateurs (101) ont étudié la réaction de pâtes qui renfermaient 80 % de laitier, présentant une teneur en MgO de 3,4 %, additionnées de 20 % de chaux et soumises à un autoclavage à 181 et 213 °C pour diverses périodes. Après 0,5, 2 et 6 h à 181 °C, on n'a obtenu que du C-S-H faiblement cristallin (de composition $C_{1,45}S_{0,8}H_{1,6}$ à 6 h) et la prolongation de l'autoclavage se traduisait par une résistance moindre que ces chercheurs ont alors attribué à l'accroissement de la

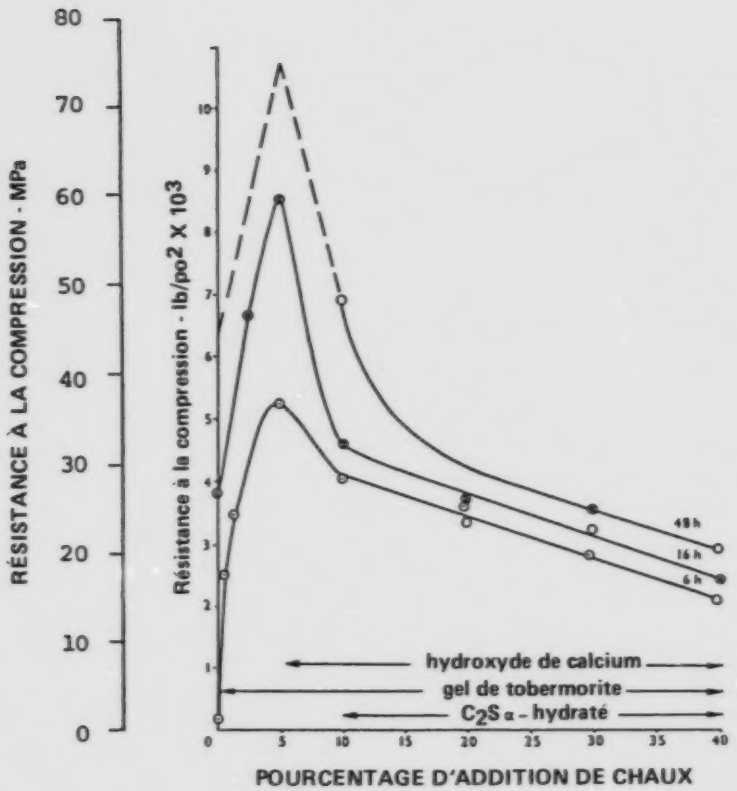


Figure 5.1 — Corrélation entre la résistance à la compression et le pourcentage de chaux ajoutée au laitier granulé pour diverses périodes d'autoclavage à 160 °C (99)

quantité d'hydrogrenat. Ces résultats entrent en contradiction avec ceux qu'a obtenus Govorov (97), selon lequel les pâtes renfermant de l'hydrogrenat possédaient une résistance supérieure. Ils ont aussi observé une grande réactivité jusqu'à 0,5 h en autoclave, puis une réactivité presque nulle jusqu'à 2 h, tandis que le taux de réaction augmentait de nouveau aux âges plus avancés.

La période de réactivité nulle a été attribuée à un enduit imperméable similaire à celui qui se formait sur les grains de laitier et freinait de façon temporaire la poursuite de la réaction, ainsi que l'ont décrit D'Ans et Eick (71). Une pâte laitier-chaux de même composition autoclavée par Abo-El-Enein et ses collaborateurs (102) a donné lieu à la formation de produits d'hydratation similaires, mais la résistance acquise se révélait légèrement différente.

Dans le cadre de cette même étude, Kondo et ses collaborateurs (101) ont soumis à l'autoclavage une pâte composée de 50 % de laitier, 20 % de chaux et 30 % de quartz broyé. Pendant les deux premières heures, on a obtenu du C-S-H faiblement cristallin à teneur élevée en chaux et une faible quantité de quartz avait réagi. Jusqu'à 12h d'autoclavage, ils ont observé une quantité accrue de C-S-H présentant un rapport C/S plus faible à mesure que la résistance augmentait (de composition $C_{1,5}A_{0,1}S_{0,9}H_{1,05}$ à 6 h). La prolongation de l'autoclavage se traduisait par une résistance moindre, attribuée à une modification dans la morphologie du C-S-H. On en a conclu que la grande réactivité du laitier après une courte période en autoclave freinait au début la réaction du quartz.

Abo-El-Enein et ses collaborateurs (102,103) ont examiné une pâte renfermant 25 % de laitier, 25 % de chaux et 50 % de quartz autoclavée à 181 °C. Après 2 h, ils n'ont observé que du C-S-H peu cristallin, tandis que du C-S-H fibreux plus cristallin se formait après 6 h, ce qui correspondait à la résistance optimale. Cette dernière diminuait après un autoclavage de 12 h, mais elle commençait à s'améliorer après 24 h et on a observé au microscope électronique à balayage du C-S-H dense présentant une morphologie à la fois fibreuse et aplatie.

Laitier activé par du ciment portland et du quartz

En raison de l'emploi fréquent de ciment portland et de quartz dans des liants autoclavés, on croyait que l'examen de laitier avec ces deux matériaux correspondrait davantage aux pratiques commerciales.

Menzel (88) a remplacé du quartz par du laitier refroidi à l'air et broyé dans des mélanges de ciment portland et de quartz de dosages variés. Étant donné la nature cristalline du laitier, la diminution de la résistance était presque directement proportionnelle à l'augmentation de la teneur en laitier après un autoclavage de 24 h à 177 °C. Dans une étude comparable menée par Kalousek (100), le remplacement de quartz par du laitier expansé s'est traduit par une résistance moindre. Akaiwa et Sudoh (104) ont observé que le fait de remplacer 45 % du ciment portland par du laitier granulé entraînait une diminution de la résistance après un autoclavage de 5 h à 200 °C. Par ailleurs, Yang (45) a soumis à un autoclavage des suspensions de 75 % de laitier et de 25 % de ciment portland, avec et sans poudre de silice, pendant 16 h à 183 °C. En l'absence de poudre de silice, il a observé du C-S-H se rapprochant de la tobermorite, de l'hydrogrenat et parfois de la xonotlite. Une augmentation de la teneur en poudre de silice donnait lieu à une augmentation de la quantité de C-S-H et à une diminution de l'hydrogrenat, lequel était nul lorsque la teneur en poudre de silice atteignait 30 %.

Une pâte de ciment portland au laitier soumise à un autoclavage a été examinée par Kamel (105). Cette pâte renfermant 80 % de laitier, 15 % de clinker de ciment portland et 5 % de gypse a été autoclavée à 193 °C

pendant des périodes de 5 et 6 h. Une autre pâte a été constituée d'une partie de ce même mélange et de 0,5 partie de quartz. Après un autoclavage de 5 h, la pâte contenant du quartz renfermait surtout de la tobermorite (C-S-H), tandis que la pâte sans quartz renfermait un peu d'hillebrandite (βC_2SH). Après 6 h, on a décelé de la xonotlite (C_6S_6H), qui était probablement la cause de la réduction de la résistance constatée (106).

Dans une étude ultérieure, Kamel (107) a découvert que le fait de porter la température à 204 et à 213 °C entraînait une diminution de la période d'autoclavage nécessaire pour obtenir la résistance maximale de 5 h à 4 et 3 h respectivement.

En autoclavant des mortiers de verre de laitier-ciment portland à 175 °C, Mascolo et ses collaborateurs (96) ont observé que la résistance optimale était obtenue avec des verres renfermant 10 % de MgO et que la proportion de ciment portland employée (30, 50 ou 70 %) n'influait pas sur cette résistance optimale. Lorsqu'on n'utilisait que 30 % de laitier, la composition de ce dernier avait un effet minimal sur la résistance.

Hooton et Emery (108) ainsi que Hooton (31) ont découvert qu'une combinaison ternaire de laitier réduit en boulettes, de ciment portland et de poudre de silice (quartz broyé) soumise à un autoclavage sous une pression de vapeur saturée pendant 4 h à 185 °C présentait une résistance à la compression plus grande que celle de toute combinaison binaire de ciment portland et de laitier ou de ciment portland et de poudre de silice (figure 5.2). (On notera que Berry [109] a fait des observations semblables sur des cubes de mortier présentant une composition ternaire de ciment portland, de laitier et de cendres volantes hydratés à 23 °C.) La résistance optimale était obtenue avec des cubes de mortiers constitués de 60 à 75 % de laitier, de 10 à 20 % de poudre de silice et d'à peine 15 à 20 % de ciment portland. Dans le cas de cylindres de pâtes renfermant ces mêmes matériaux, mais non du sable quartzeux à mortier conformément à la norme C 778 de l'ASTM, la résistance optimale correspondait à une teneur en silice de 40 % (figure 5.3). On a donc observé que le sable quartzeux à mortier, bien qu'il présente une faible surface de contact par rapport à la poudre de silice, prenait part aux réactions en autoclave. La diffraction de rayons X a révélé que la plupart des compositions de pâte à résistance élevée renfermaient de la tobermorite de 11-A relativement bien cristallisée et une quantité très faible sinon nulle de $\propto C_2SH$ (figure 5.4). De plus, lorsqu'on utilisait une quantité suffisante de laitier ou de poudre de silice, la teneur en hydroxyde de calcium des pâtes autoclavées était imperceptible au moyen de la diffraction de rayons X.

En outre, des liants de composition ternaire similaire autoclavés ont fait l'objet d'un vaste programme d'essais dans une usine de blocs de béton de la région (6,31). Toutefois, pour des raisons d'économie, au lieu d'utiliser du ciment de laitier broyé, une partie du laitier réduit en

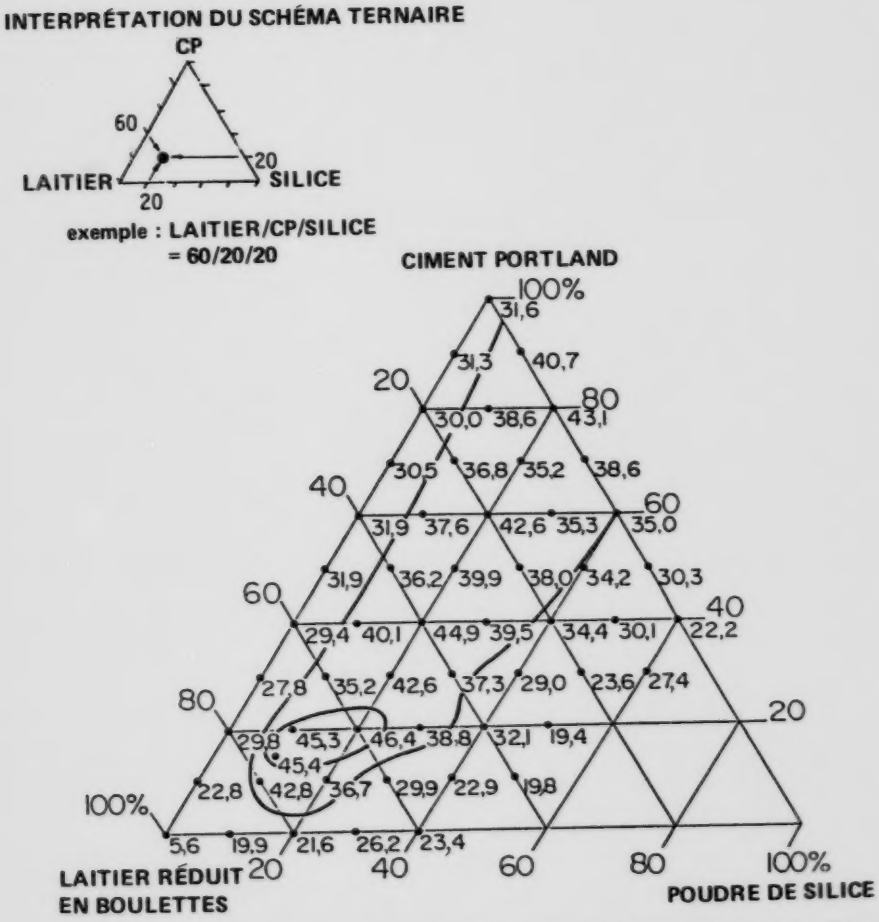


Figure 5.2 — Résistance à la compression (en MPa) de cubes de mortier autoclavés à composition ternaire (laitier, ciment portland et poudre de silice comme matériaux liants). Isobares de résistance de 35 et de 45 MPa (108)

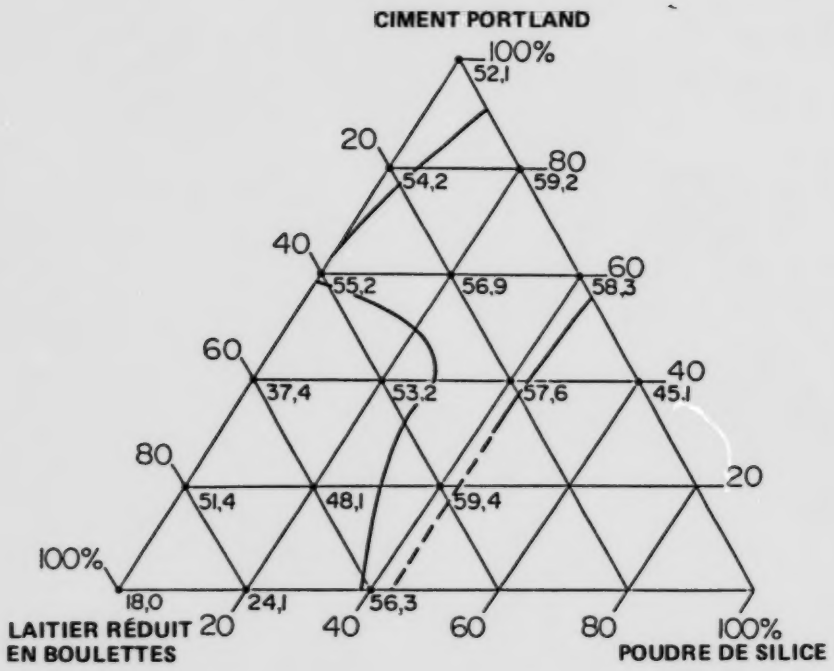


Figure 5.3 — Résistance à la compression (en MPa) de cylindres de pâte. Isobare de résistance de 55 MPa interpolée (108)

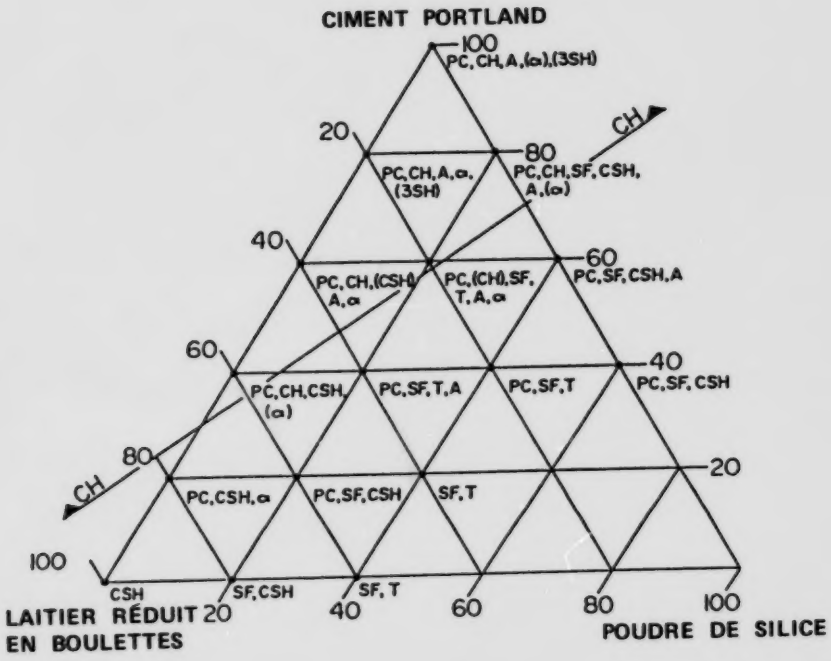


Figure 5.4 — Composition des phases de pâtes hydratées (108)

Légende : **SF = poudre de silice n'ayant pas réagi**
PC = ciment portland n'ayant pas réagi
CH = hydroxyde de calcium
A = C-S-H amorphe
CSH = silicate de calcium hydraté (C-S-H) semi-cristallin
T = C-S-H plus cristallin (tobermorite de 11-A)
= C_2SH
3SH = silicate tricalcique hydraté
(α) = quantité observée inférieure à 5 %

boulettes, granulat semi-léger, a été partiellement pré-broyée dans un mélangeur à haute vitesse et à grande puissance avant d'être incorporée au mélange. Ce pré-broyage partiel s'est traduit par la production d'entre 20 et 30 % de matériaux de moins de 75 μm présentant une finesse de 285 m^2/kg selon l'échelle de Blaine. Lorsqu'on n'utilisait comme matériau liant que les grains de moins de 75 μm les blocs soumis à un autoclavage de 2,5h à 180 °C présentaient une résistance optimale pour une composition ternaire de 67 % de laitier, de 13 à 20 % de farine de silice et de 13 à 20 % de ciment portland. La résistance des blocs autoclavés renfermant à la fois du laitier réduit en boulettes et des granulats de pierre à chaux est illustrée aux figures 5.5 et 5.6 respectivement.

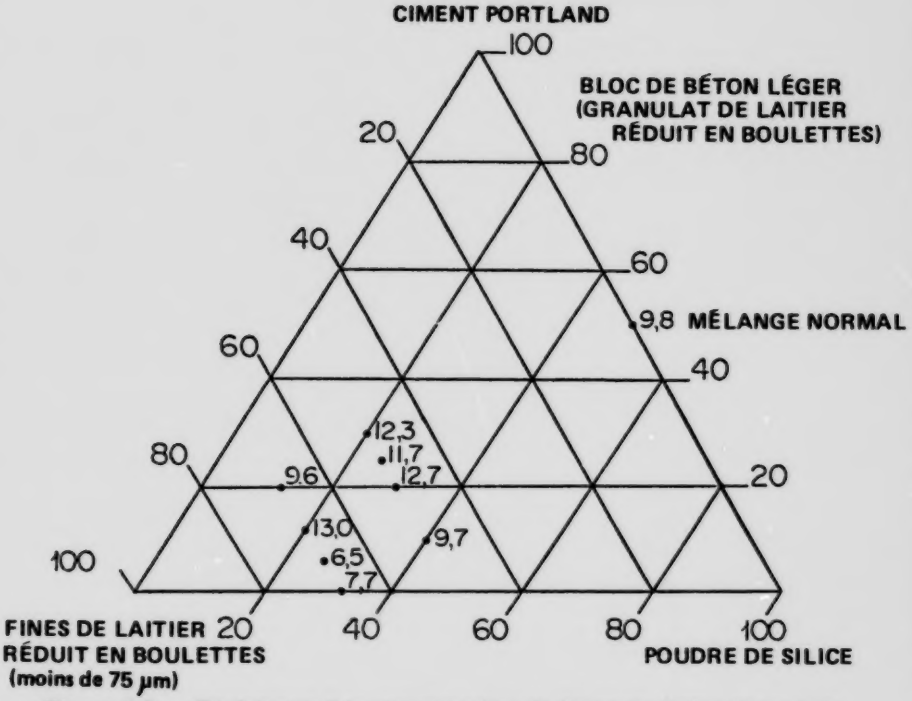


Figure 5.5 — Résistance à la compression de blocs de béton léger autoclavés (31)

200 x 200 x 400 mm (MPa, surface brute)
Résistance minimale ACNOR = 6,9 MPa
Cycle d'autoclavage de 8 h, dont 6,2 h à 185 °C

Laitier activé par du quartz

Kamel (105) a examiné une pâte renfermant 67 % de laitier et 33 % de quartz et présentant un rapport eau/ciment de 0,25. Après un autoclavage de 5 h à 193 °C, on a décelé surtout de la tobermorite (C-S-H) et une faible quantité de xonotlite. Après 6 h, une plus grande quantité de xonotlite se formait au détriment de la tobermorite, ce qui se traduisait par une plus faible valeur de l'eau combinée.

Hooton et Emery (108) ainsi que Hooton (31) ont découvert qu'il était possible d'améliorer la résistance de pâtes et de mortiers de laitier pur autoclavés à 185 °C pendant 4 h en utilisant comme produit de remplacement partiel une quantité de poudre de silice pouvant atteindre une proportion de 30 à 40 % (voir les figures 5.2 et 5.3). De même, le C-S-H présentant une cristallisation déficiente qui faisait office de liant dans

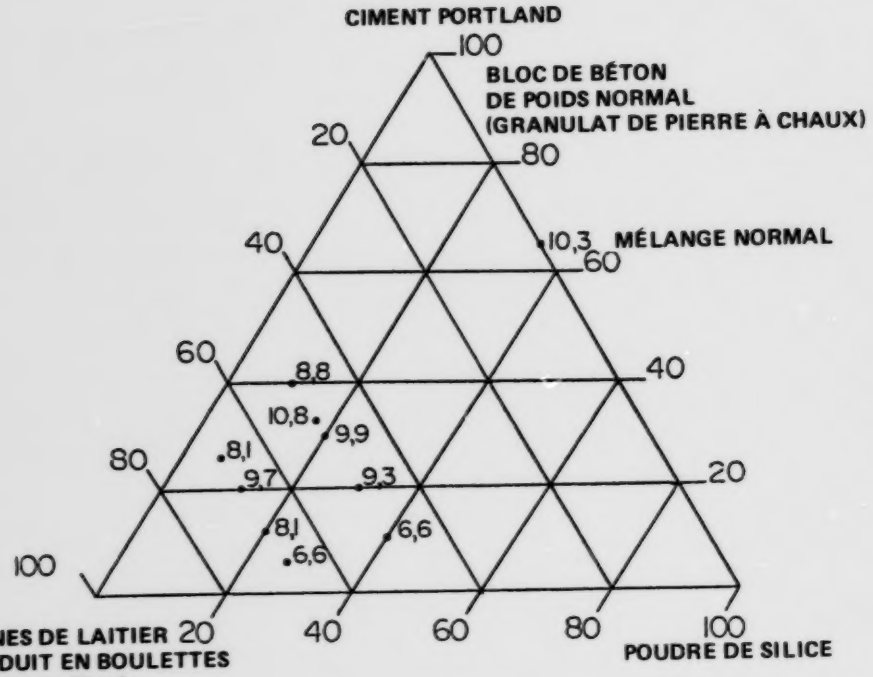


Figure 5.6 — Résistance à la compression de blocs de béton renfermant du granulat de pierre à chaux (31)

200 x 200 x 400 mm (MPa, surface brute)
Résistance minimale ACNOR = 6,9 MPa
Cycle d'autoclavage de 45 h, dont 2,5 h à 180 °C

la pâte de laitier pur a été remplacé par de la tobermorite de 11-Å plus cristalline (voir la figure 5.1). Ces liants non constitués de ciment portland présentent un autre aspect intéressant en ce qu'ils donnent lieu à des rapports résistance à la traction (par fendage)/résistance à la compression plus élevés. En outre, dans le cadre des essais auxquels ont été soumis les blocs autoclavés décrits ci-dessus, les blocs renfermant 67 % de laitier et 33 % de poudre de silice (sans ciment portland) ont atteint une résistance de 7,7-MPa (voir la figure 5.5).

Quoi qu'il en soit, il semble que l'optique la plus généralement reconnue, selon laquelle on doit créer un milieu alcalin pour que le laitier s'hydrate, ne s'applique pas à ces mélanges. Il est possible que l'autoclavage à température élevée active le laitier et les mélanges laitier-quartz en augmentant la solubilité de certains éléments alcalins du laitier et que le quartz réagisse de façon plus marquée que les silicates amorphes contenus dans le laitier, mais aucun essai n'a confirmé ce mécanisme.

6. CONCLUSIONS

L'examen des documents publiés sur la question révèle qu'il est souhaitable d'obtenir une grande vitrification de sorte que le laitier puisse être utilisé avec succès comme matériau liant. Toutefois, en raison d'autres facteurs, les laitiers partiellement vitrifiés peuvent présenter une réactivité similaire à celle des laitiers entièrement vitrifiés. S'il fallait déterminer le degré de vitrification d'un laitier, il importerait d'avoir recours à une technique appropriée. De plus, bien que plusieurs études aient démontré que l'hydraulicité augmente en règle générale avec de la teneur en verre, l'effet de la teneur en verre sur la résistance ne fait pas l'unanimité. Peu de chercheurs sont allés jusqu'à recommander une teneur en verre minimale précise, mais il semble que les laitiers renfermant un proportion d'à peine 30 à 65 % demeurent appropriés. Les normes prescrivent rarement une teneur en verre minimale, car il est généralement reconnu que le rendement (c'est-à-dire le développement de la résistance) constitue un critère plus sûr pour évaluer la réactivité.

En dépit de l'existence de nombreux indicateurs chimiques permettant de prévoir l'hydraulicité optimale, l'effet de la composition chimique n'a pas été établi de façon claire, mais il semble que l'on puisse employer à des fins de liaisonnement des laitiers présentant un vaste éventail de compositions. Si l'on souhaite produire un liant possédant des propriétés constantes, l'uniformité de la composition chimique revêt une plus grande importance que cette composition elle-même.

L'utilité de l'évaluation d'un laitier en fonction de sa composition minéralogique constitue un sujet de controverse. Néanmoins, la connaissance des types de minéraux cristallins en présence avec le verre dans les laitiers trempés pourrait se révéler importante en ce qui a trait à leur effet sur la composition chimique de l'élément vitreux.

La finesse du broyage améliore la cinétique de la réaction du laitier, mais elle est limitée dans la pratique en raison des frais énergétiques qui y sont liés.

Pour obtenir leur résistance dans un laps de temps pratique, les laitiers doivent être activés par un élément externe et sont le plus souvent mélangés avec du ciment portland. Les produits d'hydratation des laitiers activés au moyen de ciment portland sont comparables à ceux du ciment portland seul, mais on a observé un affinage des pores de la pâte durcie, ce qui devrait se traduire par une réduction de la perméabilité.

Les travaux limités portant sur l'autoclavage du laitier révèlent qu'un laitier activé par de la chaux ou par du ciment portland sans quartz s'hydrate pour former du C-S-H se rapprochant de la tobermorite et du αC_2SH. Des hydrogrenats, par exemple la plazolite, ont été observés mais jamais sur une période d'autoclavage inférieure à 12 h. Dans le

cas de laitiers à teneur élevée en MgO, on a découvert de la serpentine d'aluminium $M_5AS_3H_4$ dans de nombreux cas, mais là encore uniquement pour de longs cycles de cure. D'autres études ont permis d'en arriver à la conclusion que le MgO s'incorpore dans la phase C-S-H de la même façon que le Al_2O_3. L'incorporation de quartz broyé se traduit par la formation de C-S-H plus cristallin ou de tobermorite de 11-A au détriment du $\propto C_2SH$ et du CH, ce qui augmente la résistance. De même, dans le cadre de l'autoclavage, le laitier peut être activé par du quartz broyé seul.

Il semble que la quantité de laitier employé comme liant continuera d'augmenter en Amérique du Nord, ce qui devrait se traduire par une normalisation par l'ACNOR et l'ASTM.

BIBLIOGRAPHIE

1. Schröder, F. "Slags and slag cements"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement* 4:149-199; Tokyo; 1969.

2. Osborn, E.F.; Devries, R.C.; Gee, K.H.; and Kraner, H.M. "Optimum composition of blast-furnace slag as deduced from liquidus data for the quaternary system $CaO\text{-}MgO\text{-}Al_2O_3 - SiO_2$"; *Journal of Metals* 6(1): 33-45; 1954.

3. Kramer, W. "Blast-furnace slags and slag cements"; *Proceedings, Fourth International Symposium on the Chemistry of Cement* 2:957-973; Washington, D.C.; 1962.

4. Lea, F.M. "The Chemistry of Cement and Concrete"; *Chemical Publishing Co. Inc.*; 687; Third Edition; New York; 1971.

5. Mills, R.H. "The case of separate grinding and batching of blast-furnace slag and portland cement"; *Proceedings, Seminar on Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry* 1-3; Paper 3.3; CANMET, Ottawa; 1976.

6. Emery, J.J. "Slags as industrial minerals"; *Proceedings, Third Industrial Minerals International Conference* 127-142; Paris; 1978.

7. Lewis, D.W. "History of slag cements"; *Preprint, Presentation at the University of Alabama Slag Cement Seminar*; 7 pp.; April 30, 1981; (available from the National Slag Association).

8. Burriss, C.S. "Atlantic moves ahead into slag cement"; *Rock Products* 84(6):94-96; June 1981.

9. Spellman, L.U. "Granulated blast-furnace slag as a mineral admixture"; *Concrete International* 4(7):66-71; 1982.

10. Kriner, R.W. Lehigh Portland Cement Company; Allentown, Pennsylvania; Personal Communication; June 4, 1986.

11. Douglas, E.; Wilson, H.S.; and Malhotra, V.M. "Evaluation of a new source of granulated blast-furnace slag"; *Proceedings, Second International Workshop on Slag Cements and Concretes* 19 pp.; York, England; October 14-17, 1985.

12. Howard, J.W. "Development of portland blast-furnace slag cement, new in Canada, utilizing a modified form of granulated slag"; Unpublished Technical Bulletin 11 pp.; January 1, 1972.

13. Margesson, R.D., and England, W.G. "Processes for the pelletization of metallurgical slag"; *United States Patent No. 3594142*; 4 pp.; National Slag Ltd., Hamilton, Ontario; 1971.

14. Emery, J.J.; Kim, C.S.; and Cotsworth, R.P. "Base stabilization using pelletized blast-furnace slag"; *Journal of Testing and Evaluation* 4(1):94-100; 1976.

15. Anon. "The manufacture of portland cement from blast-furnace slag at the Coltness Iron Company's works"; *The Iron and Coal Trades Review*; 694-695; October 29, 1909.

16. Kholin, I.I., and Royak, S.M. "Blast-furnace cement in the USSR"; *Proceedings, Fourth International Symposium on the Chemistry of Cement* 2:1057-1065; Washington, D.C.; 1962.

17. Emery, J.J.; Cotsworth, R.P.; and Hooton, R.D. "Pelletized blast-furnace slag"; *Proceedings, Seminar on Energy Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry* 1-23; Paper 4.1; CANMET, Ottawa; 1976.

18. Osborne, G.J. "The durability of lightweight concrete made with pelletized slag as aggregate"; *Durability of Building Materials* 2:249-263; 1985.

19. Spenser, K.W. President, National Slag Limited; Hamilton, Ontario; Personal Communication; June 5, 1986.

20. Roper, H. "Composition, morphology, hydration and bond characteristics of some granulated slags"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement* 2(III):13-18; Paris; 1980.

21. Hawthorn, F.; Demoulian, E.; Gourdin, P.; and Vernet, C. "Laitiers des haut fournaux et clinkers — influences mutuelles; *Septième Congrès International de la chimie du ciment* 2(III):145-150; Paris; 1980.

22. Cranstone, M. National Slag Limited; Hamilton, Ontario; Personal Communication; June 2, 1986.

23. Mollard, P. "Canadian experience with the use of blended cements"; *Proceedings, Seminar on Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry* 1-4; Paper 3.5; CANMET, Ottawa; 1976.

24. Keil, F. "Slag cements"; *Proceedings, Third International Symposium on the Chemistry of Cement* 530-571; London; 1952.

25. Satarin, V. "Slag portland cement"; *Preprint, Sixth International Congress on the Chemistry of Cement* 51 pp.; Moscow; 1974.

26. Smolczyk, H.G. "Slag structure and identification of slags"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement* 1(III):3-17; Paris; 1980.

27. Parker, T.W., and Nurse, R.W. "Investigations on granulated blast-furnace slags for the manufacture of portland blast-furnace cement"; *National Building Studies*; Technical Paper 3, D.S.I.R.; HSMO; London; 1949.

28. Nurse, R.W. "Slag Cements, in the Chemistry of Cements"; H.F.W. Taylor, ed; *Academic Press* 2:37-67; London; 1964.

29. Hooton, R.D., and Emery, J.J. "Glass content determination and strength development predictions for vitrified blast-furnace slag"; *ACI SP-79* 2:943-962; 1983.

30. Nassau, K.; Wang, C.A.; and Grasso, M. "Glassy and crystalline phases in the system lithium-sodium-potassium-metaniobate-tantalate"; *Journal of the American Ceramic Society* 62:503-510; 1979.

31. Hooton, R.D. "Pelletized Slag Cement; Hydraulic Potential and Autoclave Reactivity"; Ph.D. Thesis 251 pp.; McMaster University; Hamilton, Ontario, Canada; 1981.

32. Blondiau, L. "Influence d'allure de la granulation sur la qualité des laitiers utilisés en cimenterie"; *Silicates Industriels* 16:105-109; 1951.

33. Fierens, P., and Poswick, P. "Étude cinétique de l'hydratation laitière synthétique"; *Silicates Industriels* 42(4-5):235-245; 1977.

34. Fierens, P,. and Poswick, P. "New aspects of industrial slags hydration"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement* 2(III):112-116; Paris; 1980.

35. Goto, S.; Yoshii, T.; and Daimon, M. "Effects of the thermal history on the hydraulic properties of slags"; *Cement and Concrete Research* 15:964-968; 1985.

36. Schwiete, H.E., and Dölbor, F. "The effect of the cooling conditions and the chemical composition on the hydraulic properties of haematitic slags"; (in German); *Forsschungsbericht des Landes*; 1963.

37. Demoulian, E.; Gourdin, P.; Hawthorn, F.; and Vernet, C. "Influence de la composition chimique et de la texture des laitiers sur leur hydraulicité"; Comptes rendus, *Septième Congrès International de la chimie du ciment* 2(III):89-94; Paris; 1980.

38. Frearson, J.P.H., and Uren, J.M. "Investigation of a ground granulated blast-furnace slag containing merwinitic crystallization"; *ACI SP-91* 2:1401-1421; V.M. Malhotra, ed.; 1986.

39. Frigione, G. "Manufacture and characteristics of portland blast-furnace slag cements"; In: "Blended Cement"; *ASTM STP 897* 15-28; 1986.

40. Coale, R.D.; Wolhuter, C.W.; Jochens, P.R.; and Howat, D.D. "Cementitious properties of metallurgical slags"; *Cement and Concrete Research* 3:81-92; 1973.

41. Krüger, J.E. "Contributions to the Knowledge of the Characteristics of Vitreous Blast-Furnace Slag With a High Magnesia Content"; D.Sc. Thesis 175 pp.; University of Pretoria, R.S.A.; 1976.

42. Dengler, T.R., and Montgomery, J.R. "The estimation of activity and glass content of blast-furnace slag by microscopic observation"; *Proceedings, Sixth International Conference on Cement Microscopy* 265-275; Albuquerque, New Mexico; March 26-29, 1984.

43. Frearson, J.P.H.; Sims, I.; and Uren, J.M. "Development of test procedures to determine the glass content of ground granulated blast-furnace slag"; *Supplementary Volume of Proceedings, Second International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; Paper 15; Madrid, Spain; April 20-25, 1986.

44. Eberender, A.R.N., and Daugherty, K.E. "Quantitative determination of glass in slag by infrared spectroscopy"; *Cement and Concrete Research* 14(6):873-883; 1984.

45. Yang, J.C. "Chemistry of slag-rich cements"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement* 4:296-309; Tokyo; 1969.

46. Kondo, R. "Discussion of: Blast-furnace slags and slag cements (by W. Kramer)"; *Proceedings, Fourth International Symposium on the Chemistry of Cement* 2:973-975; Washington, D.C.; 1962.

47. Stutterheim, N. "Properties and uses of high magnesia portland slag cement concretes"; *Journal of the American Concrete Institute* 56:1027-1045; 1960.

48. Steyn, J.G.D. "The identification, mode of occurrence, and quantitative determination of crystalline phases in granulated blast-furnace slag"; *Mineralogical Magazine* 35:108-117; 1965.

49. Keil, F., and Gille, F. "Hydraulische eigenschaften basischer gläser mit der chemischen zusammentsetzung der gehlinit und akermanits"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 2:229-232; 1949.

50. Smolczyk, H.G. "The effect of the chemistry of the slag on the strengths of blast-furnace cements"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 31(6):294-296; 1978.

51. De Langavant, J.C. "Considérations théoriques sur la nature du laitier de cimenterie"; *Revue des Matériaux de Construction et de Travaux Publics* 401, 381-411, 425; 1949.

52. Sopora, H. "Bewertung von hochofenschlacken fur das schmelzen und granulieren der hochofenschlacken"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 11(4):125-137; 1959.

53. Teoreanu, I., and Georgescu, M. "The behaviour of synthetic and industrial blast-furnace slags in the presence of activators"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 27(6):308-312; 1974.

54. Terrier, P. "Recherche sur l'hydraulicité des laitiers de haut fourneau granulés; *CILAMS Informations* 8(1):1-6; 1973.

55. Gupta, R.P. "Utilization of Pelletized Slags"; M. Eng. Thesis 173 pp.; McMaster University; 1976.

56. Komar, A. "Building Materials and Components"; (English translation); *Mir Publishers* 480 pp.; Moscow; 1974.

57. Daimon, M. "Granulated blast-furnace slag in portland blast-furnace slag cement"; *Proceedings, Second Engineering Foundation Conference* 155-164; Henniker, New Hampshire; July 25-30, 1982.

58. Cheron, M., and Lardinois, C. "The role of magnesia and alumina in the hydraulic properties of granulated blast-furnace slags"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement* 4:277-285; Tokyo; 1969.

59. Regourd, M.; Mortureaux, B.; Gautier, E.; Hornain, H.; and Volant, J. "Caractérisation et activation thermique des ciments de laitier"; Comptes rendus, *Septième Congrès International de la chimie du Ciment* 2(III):105-111; Paris; 1980.

60. Parker, T.W. "Discussion of: Slag cements (by F. Keil)"; *Proceedings, Third International Symposium on the Chemistry of Cement* 577-579; London; 1952.

61. Nurse, R.W., and Midgley, H.G. "The mineralogy of blast-furnace slag"; *Silicates Industriels* 16(7):211-217; 1951.

62. Pai, V.N., and Hattiangadi, R.R. "Reactive slag-like glasses of S-A-F-C-M system"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cements* 4:248-254; Tokyo; 1969.

63. Ervin, G. and Osborn, E.F. "X-Ray data on synthetic melilites"; *American Mineralogist* 34:717-722; 1949.

64. Solacolu, S. "Die bedentung der thermischen gleichgewichte des systems MgO-CaO-SiO_2-Al_2O_3 für das schmelzen und granulieren der hochofenschlacken"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 11:125-137; 1958.

65. Akatsu, K.; Ikeda, I.; and Sadatsune, K. "Practical properties of slag cement prepared with a series of glasses of the gehlenite-akermanite system"; (English Abstract); *Review of the 32nd Meeting of the Cement Association of Japan* 57-58; 1978.

66. Kondo, R., and Ueda, S. "Kinetics and mechanisms of the hydration of cements"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement* 2:203-248; Tokyo; 1969.

67. Stutterheim, N. "Portland blast-furnace cements — a case for separate grinding of slag"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement* 4:270-276; Tokyo; 1969.

68. Osborne, G.J. "Grinding characteristics of vitreous blast-furnace slags"; *Building Research Note No. N125/77*; 11 pp.; 1977.

69. Warren, R. Standard Slag Cement Company; Ontario, Canada; Personal Communication; October 10, 1977.

70. Meusel, J.W., and Rose, J.H. "Production of granulated blast-furnace slag at Sparrows Point, and the workability and strength potential of concrete incorporating the slag"; *ACI SP-79* 2:867-890; 1983.

71. D'Ans, J., and Eick, H. "Investigations on the setting process of hydraulic blast-furnace slag"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 7:449-459; 1954.

72. Gutt, W. "Manufacture of cement from industrial byproducts"; *Cement and Industry* 7:189-197; 1971.

73. Ludwig, U. "The influence of various sulphates on the setting and hardening of cements"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 16(2):81-90, (3):109-119, (4):175-180; 1964; (English Translation 61-143; Cement and Concrete Association; London; 1970).

74. Eitel, W. "Silicate Science, Volume 5: Ceramics and Hydraulic Binders"; *Academic Press* 618 pp.; New York; 1966.

75. Kim, C.S. "Waste and Secondary Product Utilization in Highway Construction"; M.Eng. Thesis 256 pp.; McMaster University; Hamilton, Ontario; 1975.

76. Dron, R., and Petit, P.H. "A physico-mechanical model of the cohesion of a granulated slag paste"; *Cement and Concrete Research* 5:455-460; 1975.

77. Metso, J., and Kajaus, E. "Activation of blast-furnace slag by some inorganic materials"; *ACI SP-79* 2:1059-1073; 1983.

78. Maiko, V.P.; Gusev, B.V.; and Ratinov, V.B. "Role of additives in the hardening of portland-slag cement and slag minerals"; (in Russian); *Zhurnal Prikladnoi Khimii* 49(3):507-512; 1976.

79. Frigione, G., and Sersale, R. "The influence of the chemical composition of the clinker on the strength properties of blast-furnace slag cements"; *Cement and Concrete Research* 15:159-166; 1985.

80. Smolczyk, H.G., and Romberg, H. "Der einflub der nachehandlung der langerung auf die nacherärtung and porverteilung von beton"; (in German); *Tonindustrie Zeitung* 100:349-357:381-390; 1976.

81. Kayyali, O.A.; Page, C.L.; and Ritchee, A.G.B. "Frost action on immature cement paste — microstructural features"; *Journal of the American Concrete Institute* 77(4):264-268; 1980.

82. Manmohan, D., and Mehta, P.K. "Influence of pozzolanic slag and chemical admixtures on pore size distribution and permeability of hardened cement pastes"; *ASTM Cement, Concrete and Aggregates* 3(1):63-67; 1981.

83. Feldman, R.F. "Pore structure formation during hydration of fly ash and slag blends"; *Effects of Fly Ash Incorporation in Cement and Concrete*; in Materials Research Society Symposium Proceedings; November 16-18; 124-133; 1981.

84. Roy, D.M., and Idorn, G.M. "Relation between strength, pore structure and associated properties of slag-containing cementitious materials"; In: "Very High Strength Cement-Based Materials"; *Materials Research Society Symposium Proceedings* 42:133-142; 1985.

85. Hooton, R.D. "Permeability and pore structure of cement pastes containing fly ash, slag and silica fume"; In: "Blended Cements"; *ASTM STP897* 128-143; 1986.

86. Davey, D. Cooke Concrete Limited; (now TCG Materials Limited, Burlington, Ontario); Personal Communication; February 22, 1979.

87. ACI Committee 516. "High pressure steam curing: modern practise, and properties of autoclaved products"; *Journal of the American Concrete Institute* 62:869-907; 1965.

88. Menzel, C.A. "Strength and volume change of steam-cured portland cement mortar and concrete"; *Journal of the American Concrete Institute* 31:125-149; 1934.

89. Nurse, R.W. "Steam curing of concrete"; *Magazine of Concrete Research* 1(2):79-88; 1949.

90. Powers, T.C., and Brownyard, T.L. "Studies of the physical properties of hardened portland cement paste"; *Portland Cement Association* 382; Chicago, Bulletin 22; 1948. (Reprinted from the *Journal of the American Concrete Institute*; October 1946-April 1947).

91. Taylor, H.F.W., and Roy, D.M. "Structure and composition of hydrates"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement* 1(II):1-13; Paris; 1980.

92. Negro, A. "Discussion of: Slags and slag cements (by F.J. Schröder)"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement* 4:199-200; Tokyo; 1968.

93. Schwiete, H.E.; Ludwig, U.; Wurth, K.E.; and Grieshammer, G. "New compounds formed in the hydration of blast-furnace slags"; (in German); *Zement-Kalk-Gips* 22(4):154-160; 1969.

94. Krüger, J.E., and Visser, S. "Study of the hydration of vitreous blast-furnace slag with a high magnesia content and of related materials"; *Proceedings, Third International Conference on Thermal Analysis* 523-531; Davos, Switzerland; 1971.

95. Visser, S.; Krüger, J.E.; Van Aardt, H.H.P.; and Brandt, J. "XRD, DTA and EM data for autoclaved glasses, minerals and mechanical mixtures corresponding in composition to some of the minerals encountered in portland cement and granulated blast-furnace slag"; *CSIR Special Report*; 1975.

96. Mascolo, G.; Nastro, A.; and Sabatelli, V. "Study of the hydration behaviour of vitreous blast-furnace slags in relation to the MgO content"; *IL Cemento* 74(2):45-52; 1977.

97. Govorov, A.A. "Hydrothermal hardening of slag glasses dispersions"; *Preprint, Sixth International Congress on the Chemistry of Cement* 14 pp.; Paper III-2; Moscow; 1974.

98. Massidda, L. and Sanna, U. "Structure and characteristic of compacts of blast-furnace slag activated by $CaSO_4$ $2H_2O$"; *Cement and Concrete Research* 9:127-134; 1979.

99. Midgley, H.G., and Chopra, S.K. "Hydrothermal reactions between lime and aggregate fines", Magazine of Concrete Research 12(5):73-82; 1960.

100. Kalousek, G.L. "Studies on the cementitious phases of autoclaved concrete products made of different raw materials"; *Journal of the American Concrete Institute* 50:365-378; 1954.

101. Kondo, R.; Abo-El-Enein, S.A.; and Daimon, M. "Kinetics and mechanisms of hydrothermal reaction of granulated blast-furnace slag"; *Bulletin of the Chemical Society of Japan* 48(1):222-226; 1975.

102. Abo-El-Enein, S.A.; Gabr, N.A.; and Mikhail, R.Sh. "Morphology and microstructure of autoclaved clinker and slag-lime pastes in presence and in absence of silica sand"; *Cement and Concrete Research* 7:231-238; 1977.

103. Abo-El-Enein, S.A.; Mikhail, R.Sh.; Daimon, M.; and Kondo, R. "Surface area and pore structure of hydrothermal reaction products of granulated blast-furnace slag"; *Cement and Concrete Research* 8:151-160; 1978.

104. Akaiwa, S., and Sudoh, G. "Strength and microstructures of hardened cement pastes cured by autoclaving"; *Proceedings, Symposium on Structure of Portland Cement Paste and Concrete* 36-47; Washington, D.C.; HRB; SR-90; 1965.

105. Kamel, A.J. "High pressure steam curing of slag cement I : Composition of the hydrated cement"; *Journal of Applied Chemistry and Biotechnology* 23(7):483-488; 1973.

106. Kamel, A.H. "High pressure steam curing of slag cement II : Strength of cement sand mixes"; *Journal of Applied Chemistry and Biotechnology* 23(7):489-492; 1973.

107. Kamel, A.H. "Strength of autoclaved portland blast-furnace cement"; *Journal of Applied Chemistry and Biotechnology* 25:57-61; 1975.

108. Hooton, R.D., and Emery, J.J. "Pelletized slag cement: autoclave reactivity"; *Proceedings Seventh International Congress on the Chemistry of Cement* 2(III):43-47; Paris; 1980.

109. Berry, E.E. "Strength development of some blended-cement mortars"; *Cement and Concrete Research* 10(1):1-11; 1980.

CHAPITRE 5

PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS ET DU BÉTON DURCI RENFERMANT DU LAITIER DE HAUT FOURNEAU GRANULÉ ET BROYÉ

V.M. Malhotra
Laboratoires des sciences minérales
CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada

1. INTRODUCTION

Depuis peu, le CANMET s'est engagé davantage dans des recherches sur les matériaux liants, lesquelles visent à la fois la conservation des ressources et l'épargne d'énergie. Notamment, on déploie des efforts au chapitre de l'épargne d'énergie grâce à l'emploi de matériaux qui commandent une moins grande utilisation d'énergie, comme les cendres volantes, le laitier et les fumées de silice condensées. Parmi les matériaux qui entrent dans la fabrication du béton, le ciment constitue l'élément qui commande la plus grande utilisation d'énergie, soit une dépense énergétique d'environ 4000 MJ par tonne métrique de produit. Le coût de l'énergie nécessaire pour produire une tonne métrique de ciment portland représente donc plus de 40 % de l'ensemble des coûts de production en centrale (1-5). Toute tentative visant à réduire la quantité de ciment entrant dans la fabrication du béton devrait donc se traduire par une épargne considérable au titre de l'énergie. Le laitier granulé, résidu de la production de fonte en haut fourneau, constitue le matériau le plus intéressant par comparaison avec les autres produits de remplacement du ciment qui commandent une moins grande dépense d'énergie. De fait, on estime que l'énergie nécessaire pour produire du laitier granulé ne représente que de 25à 33 % de celle qu'il faut dans le cas du ciment portland (2,3,4,6). Il est possible d'avoir accès à un grand nombre de données recueillies en Europe sur le rendement des ciments au laitier mélangés qu'on obtient en broyant ensemble du laitier de haut fourneau granulé et du clinker dans une cimenterie (7). Toutefois, ce n'est que récemment que des données ont pu être connues sur le rendement du béton dans lequel du laitier de haut fourneau granulé et broyé est ajouté comme ingrédient distinct avec d'autres éléments du mélange à une centrale de dosage des composants du béton (8-11).

Le présent chapitre, deuxième d'une série de trois, porte sur les propriétés du béton frais et du béton durci renfermant du laitier de haut fourneau granulé et broyé incorporé comme ingrédient distinct à une centrale de dosage des composants du béton. On n'y traite pas du rendement des ciments au laitier utilisés dans le béton.

2. DOSAGE DES MÉLANGES ET PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS

Dosage des mélanges

Le dosage du laitier de haut fourneau granulé et broyé ou réduit en boulettes et broyé* à utiliser dans le béton varie selon les exigences particulières aux travaux visés. Dans des applications normales mettant en jeu du béton prêt-à-l'emploi, dans lesquelles on vise avant tout à conserver le ciment, la proportion du produit utilisé en remplacement de ciment varie d'ordinaire entre 25 et 50 % du poids de ce dernier.

Toutefois, si l'on souhaite améliorer un aspect relatif à la durabilité du béton, par exemple la résistance aux sulfates, la teneur en laitier ne doit pas être inférieure à 50 % du matériau liant total (12,13). Comme chaque laitier possède une composition chimique, une teneur en verre et une finesse unique, il est nécessaire de mener des recherches expérimentales en laboratoire avec le ciment, les granulats et les adjuvants chimiques devant être utilisés dans des travaux particuliers, afin de déterminer les proportions de laitier à incorporer au béton. On ne saurait trop insister sur cet aspect.

La densité des laitiers se situe entre 2,85 et 2,95, en comparaison de 3,15 dans le cas des ciments portland. Le remplacement de ciment par du laitier en fonction du poids se traduit donc par un plus grand volume de pâte dans un mélange de béton, ce qui présente des conséquences négligeables lorsqu'une faible proportion de ciment est remplacée par du laitier. Toutefois, le remplacement de 50 à 75 % du ciment influera sur la rhéologie du mélange de béton et pourra permettre une certaine augmentation du volume de gros granulats à utiliser, en particulier dans les mélanges renfermant une plus grande quantité de ciment.

Temps de prise

L'incorporation de laitier en remplacement de ciment portland dans un béton se traduit normalement par un accroissement du temps de prise du béton. Ainsi, le temps de fin de prise peut être retardé de plusieurs heures selon la température ambiante, la température du béton et le dosage du mélange. À une température inférieure à 23 °C, on peut s'attendre à ce que le temps de prise des bétons au laitier soit beau-

---

*On entend par «laitier granulé» que ce laitier est granulé par trempe rapide du laitier en fusion, et par «laitier réduit en boulettes» que la granulation est obtenue par un procédé de réduction en boulettes. Pour les besoins du présent chapitre, nous emploierons les termes «laitier granulé» ou «laitier réduit en boulettes» selon le cas, et uniquement le mot «laitier» lorsqu'il s'agira des deux types à la fois.

coup plus long que dans le cas du béton témoin, ce qui revêt une grande importance lorsqu'il s'agit de bétonnage se faisant au cours de l'hiver. À une température supérieure à 30 °C, le temps de prise du béton au laitier est identique à celui du béton témoin ou il s'en rapproche (13). Les données recueillies par Hogan et Meusel (13) sur les temps de début et de fin de prise de bétons renfermant du laitier granulé sont présentées au tableau 2.1.

Par ailleurs, on trouve au tableau 2.2 les données recueillies par CANMET (14) sur le temps de prise de bétons renfermant un laitier réduit en boulettes et deux types de laitiers granulés.

Dans le cadre de cette étude, on n'a observé aucune modification importante du temps de début de prise dans le cas du remplacement de 25 % du ciment, tandis que la fin de prise était retardée de 16 à 101 minutes. Lorsque la proportion de ciment remplacé passait à 50 %, le début de prise était retardé d'une période variant entre 17 et 80 minutes, et la fin de prise, d'une période variant entre 93 et 192 minutes.

Ressuage

Peu de données ont été publiées sur le ressuage des bétons au laitier. Puisque les laitiers sont d'ordinaire broyés de sorte qu'on atteigne une finesse supérieure à celle du ciment portland ordinaire, une masse donnée de laitier possède une surface spécifique supérieure à celle de la masse correspondante de ciment portland. Comme le ressuage du laitier varie selon le rapport surface spécifique des solides/volume d'eau, il y a tout lieu de croire que le ressuage du béton au laitier sera inférieur à celui du béton témoin correspondant. Les laitiers qu'on peut maintenant se procurer au Canada et aux États-Unis présentent une finesse, déterminée selon la méthode de Blaine d'évaluation de la surface spécifique, supérieure à 4 000 cm^2/g en comparaison d'environ 3 000 cm^2/g dans le cas du ciment Portland. Par conséquent, le ressuage ne devrait poser aucun problème lorsqu'on remplace une masse donnée de ciment portland par une masse équivalente de laitier.

Dans le cadre de l'étude du CANMET dont il a déjà été question (14), le taux de ressuage et le volume total d'eau libérée par ressuage ont aussi été déterminés pour du béton renfermant un type de laitier réduit en boulettes et deux types de laitiers granulés en remplacement du ciment dans deux proportions différentes. Le rapport eau/matériaux liants était maintenu constant (voir tableau 2.2).

Les données présentées aux figures 2.1 et 2.2 ainsi qu'au tableau 2.2 démontrent que le volume total d'eau libérée par ressuage était d'ordinaire inférieur dans le cas du béton renfermant du laitier granulé provenant des États-Unis, et supérieur lorsque le laitier granulé provenait du Canada. Il y a lieu de croire que cet écart est attribuable à la finesse

Tableau 2.1 — Données sur le temps de prise d'un béton à air entraîné renfermant du laitier granulé*

Propriétés	Teneur en laitier, en %				Teneur en laitier, en %			
	Témoin, sans laitier	40	50	65	Témoin, sans laitier	40	50	65
Eau/(ciment + laitier)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,55	0,55	0,55	0,55
Teneur en liant (ciment + laitier), en kg/m³	413	435	419	408	272	290	245	301
Granulat fin/granulat grossier	33/67	33/67	33/67	33/67	46/54	46/54	46/54	46/54
Teneur en air, en %	5,4	3,4	4,5	5,0	4,3	3,5	6,0	4,9
Poids unitaire, en kg/m³	2 330	2 350	2 320	2 310	2 345	2 355	2 310	2 295
Affaissement, en mm	75	75	95	90	70	15	50	75
Adjuvant entraîneur d'air, en mL/kg de ciment	4,4	4,4	9,0	9,5	8,4	4,6	8,2	8,2
Début de prise à 21,1 °C (70 °F), en h et min	4 h 6	4 h 2	4 h 31	4 h 30	4 h 32	5 h 2	5 h 10	5 h 21
Fin de prise à 21,1 °C (70 °F), en h et min	5 h 34	5 h 40	6 h 29	7 h 4	7 h 3	6 h 40	8 h 10	8 h 9
Début de prise à 32,2 °C (90 °F), en h et min	3 h 30	—	3 h 45	—	—	—	—	—
Fin de prise à 32,2 °C (90 °F), en h et min	4 h 10	—	4 h 50	—	—	—	—	—

*D'après le document de référence n°13.

Tableau 2.2 — Ressuage et temps de prise d'un béton au laitier: données comparatives sur trois types de laitiers*

Mélange n°	Type de laitier et pays d'origine	Finesse du laitier (Blaine), en cm^2/g	Remplacement de ciment par du laitier, en %	W/(C + S)	Temps de prise, en h et min		Eau totale libérée par ressuage, en $cm^3/cm^2 \times 10^{-2}$
					Début	Fin	
1 C	—	—	0	0,50	4 h 56	6 h 27	4,16
2 ST	Réduit en boulettes (Canada)	4 200	25	0,50	4 h 49	7 h 15	4,29
3 AT	Granulé (États-Unis)	5 400	25	0,50	4 h 23	6 h 43	3,08
4 AL	Granulé (Canada)**	3 700	25	0,50	4 h 54	7 h 52	6,11
5 AL	Granulé (Canada)**	4 600	25	0,50	4 h 49	7 h 20	5,67
6 AL	Granulé (Canada)**	6 080	25	0,50	5 h 30	8 h 8	5,00
7 ST	Réduit en boulettes (Canada)	4 200	50	0,50	5 h 54	9 h 32	4,13
8 AT	Granulé (États-Unis)	5 400	50	0,50	5 h 13	8 h	3,33
9 AL	Granulé (Canada)**	3 700	50	0,50	6 h 6	9 h 39	9,50
10 AL	Granulé (Canada)**	4 600	50	0,50	—	—	6,20
11 AL	Granulé (Canada)**	6 080	50	0,50	6 h 16	9 h 37	2,78

*D'après le document de référence n°14.

**Laitiers provenant d'une même source mais broyés de manière à obtenir des finesses différentes.

Nota : Type de ciment : type I de l'ASTM; granulat grossier : calcaire broyé d'une taille maximale de 19 mm; granulat fin : sable naturel; adjuvant entraîneur d'air : hydrocarbures sulfonés.

différente des laitiers utilisés; la finesse déterminée selon la méthode de Blaine se situait à 5 400 cm^2/g dans le premier cas et à 3 700 cm^2/g dans le second.

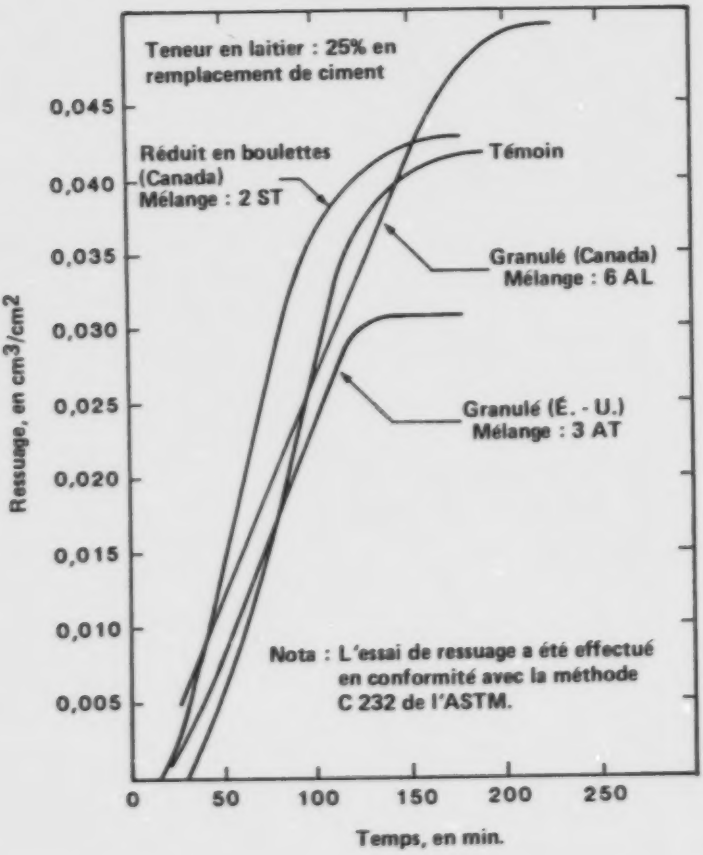


Figure 2.1 — Données comparatives sur le taux de ressuage et sur le ressuage de béton renfermant du laitier en remplacement de 25 % du ciment (14)

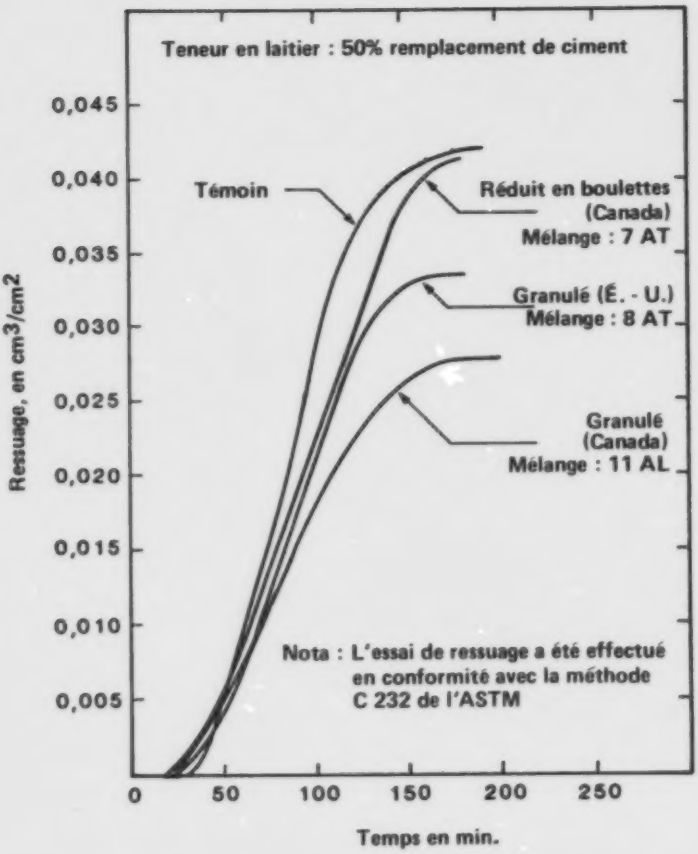


Figure 2.2 — Données comparatives sur le taux de ressuage et sur le ressuage de béton renfermant du laitier en remplacement de 50 % du ciment (14)

Dosage des adjuvants entraîneurs d'air

La proportion d'adjuvant entraîneur d'air nécessaire pour entraîner un volume d'air donné dans le béton au laitier augmente de pair avec l'augmentation de la quantité de laitier. Il est probable que cet accroissement de la quantité nécessaire se révèle, cette fois encore, attribuable à la plus grande surface spécifique totale des particules de laitier en comparaison avec celle des particules de ciment portland. Par exemple, dans le cadre de recherches menées par le CANMET (15), la proportion d'adjuvant nécessaire pour entraîner environ 5 % d'air passait de 177 mL/m^3 dans le cas du béton témoin à 562 mL/m^3 dans celui du

mélange de béton renfermant 65 % de laitier réduit en boulettes. Le rapport eau/(ciment + laitier) se situait à 0,30. Lorsque ce dernier dépassait cette valeur, l'augmentation n'était pas aussi marquée que dans le cas d'un rapport faible (figure 2.3). Des résultats similaires ont été publiés à l'égard du béton avec entraîneur d'air et superplastifiant renfermant du laitier réduit en boulettes (figure 2.4).

Dosage des superplastifiants

Des recherches limitées effectuées au CANMET (15) démontrent que les superplastifiants (adjuvants réducteurs d'eau de grande efficacité) se révèlent aussi efficaces dans le béton au laitier qu'ils le sont dans le béton au ciment portland ordinaire et ce, malgré les différences dans le dosage nécessaire. Dans une recherche portant sur le laitier réduit en boulettes, le dosage nécessaire pour un superplastifiant à base de résine mélamine-formaldéhyde sulfonée régressait de 1,3 % du poids des matériaux liants dans le cas du béton témoin à 1 % dans celui du mélange de béton renfermant 65 % de laitier (15). Ce résultat peut s'appliquer ou non pour les bétons contenant d'autres types de laitier et (ou) de superplastifiants.

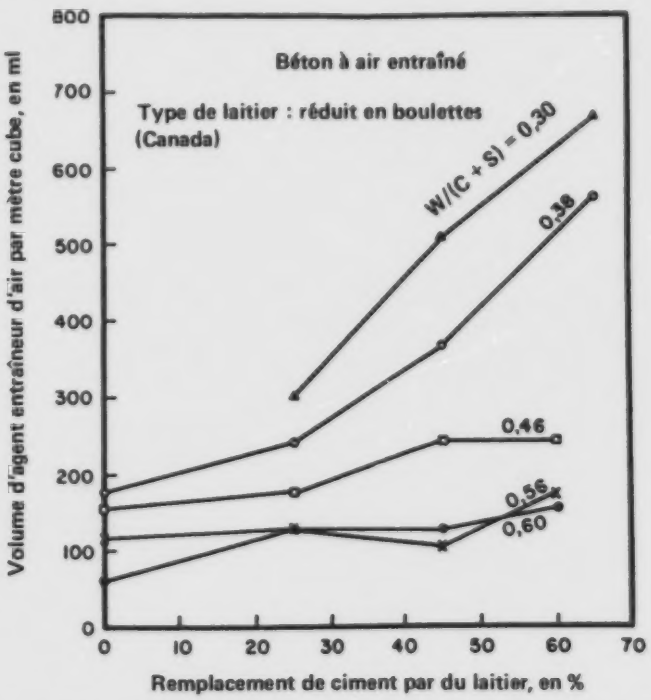


Figure 2.3 — Dosage de l'agent entraîneur d'air en fonction de la teneur en laitier réduit en boulettes : béton à air entraîné (15)

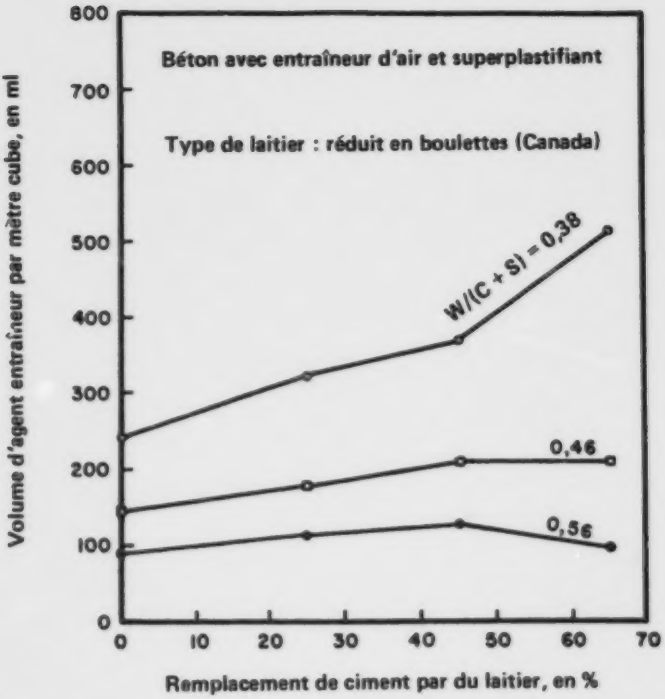


Figure 2.4 — Dosage de l'agent entraîneur d'air en fonction de la teneur en laitier réduit en boulettes : béton avec entraîneur d'air et superplastifiant (15)

Affaissement et ouvrabilité

Selon Meusel et Rose (16), l'accroissement de la portion de laitier granulé se traduit par une augmentation de l'affaissement. On a toutefois signalé des exceptions à cet égard dans le cas de béton au laitier réduit en boulettes (15). Bien qu'aucun essai ne soit reconnu de façon universelle pour déterminer la maniabilité du béton, Fulton (9) et Wood (17) ont tous deux signalé que la maniabilité des bétons au laitier s'en trouve améliorée, probablement en raison de la plus grande teneur en pâte pure dans le mélange de béton. Il a été fait état (9) que le béton renfermant du laitier granulé commande une vibration moindre au cours des opérations de mise en place sur le chantier. Peu de documents étayent ces observations et il y a lieu d'effectuer des expériences en chantier bien conçues afin de confirmer cette hypothèse.

Taux de perte d'affaissement et de perte d'air entraîné

Meusel et Rose (16) ont démontré que le taux de perte d'affaissement du béton renfermant du laitier granulé en remplacement de 50 % du ciment était comparable au taux observé dans le cas du béton témoin.

Les données sur la perte d'affaissement pour du béton au laitier granulé recueillies au cours de recherches menées récemment au CANMET sont indiquées à la figure 2.5. Le béton possédait un rapport eau/matériaux liants de 0,50 et renfermait du laitier granulé en remplacement de 50 % du ciment. Le béton au laitier et le béton témoin présentaient tous deux un affaissement initial d'environ 45 mm.

Au cours des 60 premières minutes, le béton témoin affichait une plus grande perte d'affaissement que le béton au laitier; toutefois, après 85 minutes, les deux bétons ne présentaient qu'un affaissement de 5 mm, ce qui correspond à une perte d'environ 40 mm dans chaque cas. On croit que le taux de perte d'affaissement varie en fonction de l'affaissement initial et du rapport eau/matériaux liants du béton.

Le taux de perte d'air entraîné en fonction du temps est indiqué à la figure 2.6 pour le béton témoin et pour le béton au laitier granulé. Le taux de perte d'air entraîné était à peu près le même pour les deux types de béton, et la perte totale d'air entraîné au cours des 85 premières minutes se situait à 2,5 % pour le béton témoin et à 2,7 %, pour le béton au laitier granulé utilisé en remplacement de 50 % du ciment. Dans le cas du béton au laitier granulé, on a continué de mesurer le taux de perte pendant 80 minutes de plus, après quoi la perte d'air additionnelle ne correspondait qu'à 0,6 %. D'après ces données, lorsque l'on prévoit un délai considérable entre le gâchage et la mise en place du béton, la teneur en air initiale devrait être augmentée de manière à assurer un entraînement d'air satisfaisant dans les bétons au moment de la mise en place.

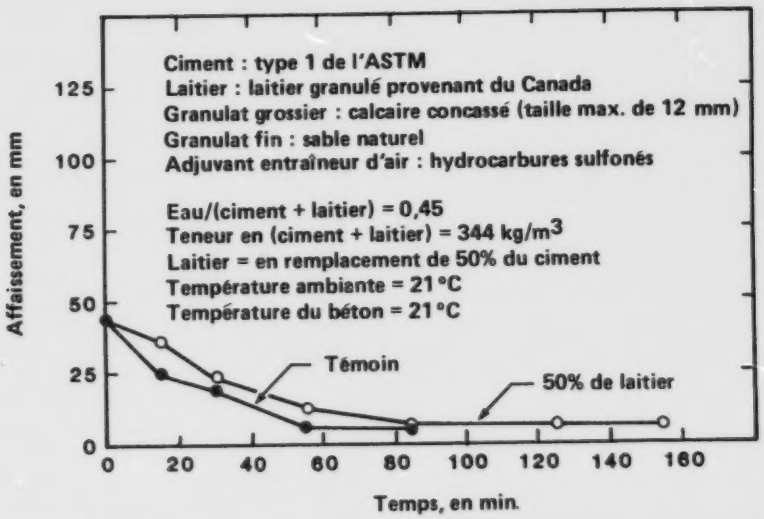


Figure 2.5 — Taux de la perte d'affaissement en fonction du temps dans le cas de béton renfermant du laitier granulé en remplacement de 50 % du ciment (d'après des données du CANMET non publiées)

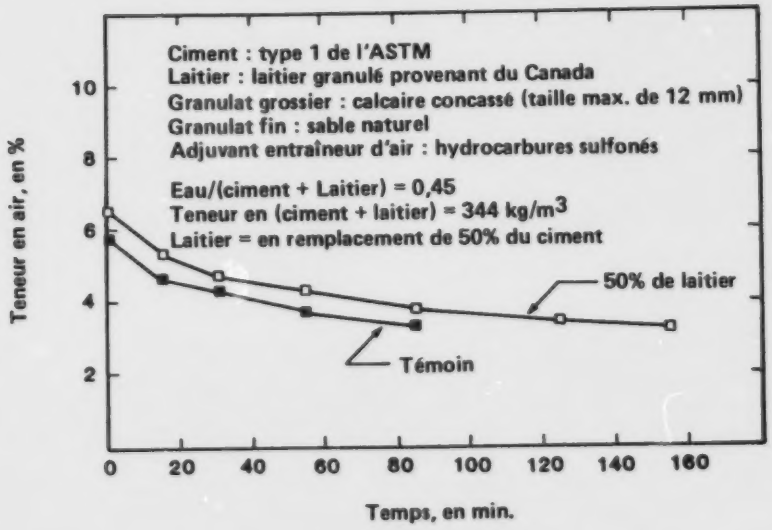


Figure 2.6— Taux de la perte d'air entraîné en fonction du temps d'un béton renfermant du laitier granulé en remplacement de 50 % du ciment (d'après des données du CANMET non publiées)

3. PROPRIÉTÉS DU BÉTON DURCI

Couleur

Le béton renfermant du laitier présente d'habitude une couleur plus claire que le béton de ciment portland ordinaire, en raison de la couleur plus claire du laitier. Lorsque le béton subit un essai de compression ou de flexion, l'intérieur des échantillons brisés est d'une couleur vert-bleu intense. Après une exposition suffisante à l'air, cette couleur disparaît. Le degré de coloration, qui provient de la réaction des sulfures que contient le laitier avec les autres éléments du ciment, varie selon le pourcentage de laitier utilisé, les conditions de cure et le taux d'oxydation.

Cure

L'absence d'une cure appropriée influe largement sur le taux et le degré d'hydratation de la pâte pure et, de ce fait, sur sa résistance. Cet effet s'accroît lorsque la pâte renferme une grande proportion de laitier, en raison de la lenteur de la formation des hydrates qui produisent la résistance. De manière à assurer une résistance et une durabilité appropriée des bétons renfermant une teneur en laitier supérieure à 30 %, il importe donc de les soumettre à une cure plus longue que s'il s'agissait de bétons sans laitier (9). Cette cure accrue revêt une importance particulière lorsqu'il s'agit de travaux de bétonnage effectués au Canada ou dans le nord des États-Unis au cours de l'hiver. L'augmentation de la période de cure devrait varier selon la température ambiante, la température du béton, le type et la quantité de matériau liant utilisé ainsi que la proportion de remplacement du ciment.

Résistance à la compression

L'acquisition de la résistance à la compression du béton au laitier est avant tout fonction du type de laitier utilisé dans les mélanges de béton, de sa finesse, de son indice d'activité ainsi que de la proportion de remplacement du ciment. Le rapport eau/matériaux liants et le type de ciment utilisé influent aussi sur le rendement du laitier dans le béton. En règle générale, l'acquisition de résistance par le béton au laitier est lente au cours des cinq premiers jours, en comparaison du phénomène observé dans le cas du béton témoin. Entre 7 et 28 jours, la résistance du béton au laitier se rapproche de celle du béton témoin; par la suite, cette résistance est supérieure à celle du béton témoin. Les figure 3.1 et 3.2 illustrent l'acquisition de la résistance à la compression de bétons au laitier granulé qui présentent respectivement un rapport eau/(ciment + laitier) de 0,40 et 0,55, en fonction de leur âge. Il est indiqué que la plus grande acquisition de résistance à 28 jours a été

observée dans le cas du béton dans lequel 40 % du ciment avait été remplacé par du laitier. Le lien entre la résistance et l'âge pour du béton renfermant du laitier réduit en boulettes est illustré dans les figure 3.3 à 3.9, à la fois pour les bétons à air entraîné et pour les bétons avec entraîneur d'air et superplastifiant. Les données présentées dans ces figure indiquent que, pour le laitier réduit en boulettes examiné, la résistance à la compression du béton au laitier est inférieure à celle du béton témoin, en particulier aux premiers âges, et qu'il en va manifestement de même pour les bétons présentant un faible rapport eau/(ciment + laitier). Ce résultat contredit les tendances générales dont il a été fait mention plus tôt et peut ou non s'appliquer dans le cas des laitiers réduits en boulettes provenant d'autres sources. Il importe d'effectuer des recherches expérimentales en laboratoire pour chaque type de laitier afin d'établir un lien entre l'âge et la résistance.

En vieillissant, les bétons au laitier dont le rapport eau/matériaux liants est élevé présentent une résistance qui se rapproche de celle du béton témoin ou la dépasse (voir les figures 3.3, 3.4, 3.7 et 3.8), tandis que la résistance des bétons au laitier dont le rapport eau/matériaux liants est faible, quel que soit leur âge, demeure inférieure à celle du béton témoin (voir les figures 3.5, 3.6 et 3.9). Fulton (9) ainsi que Meusel et Rose (16) ont fait état de tendances similaires pour du béton renfermant du laitier granulé.

Des données comparatives sur les propriétés des bétons au laitier, à l'état frais et à l'état durci, renfermant des types de laitiers provenant de trois sources différentes au Canada et aux États-Unis, sont illustrées aux tableaux 3.1 et 3.2. Lorsqu'on remplace 25 ou 50 % du ciment, la résistance à la compression à 7 jours du béton témoin est supérieure à celle du béton au laitier pour deux des types de laitiers utilisés. Dans le cas du troisième type de laitier, la résistance des bétons au laitier et du béton témoin était semblable. Toutefois, à 28 et à 91 jours, la tendance inverse est observée et la résistance des bétons au laitier dépasse d'ordinaire celle du béton témoin.

Malhotra et ses collaborateurs (18) ont publié les résultats de recherches dans le cadre desquelles de faibles quantités de fumées de silice condensées ont été ajoutées au béton au laitier réduit en boulettes afin d'améliorer la résistance aux premiers âges. Les figures 3.10, 3.11 et 3.12 illustrent l'acquisition de résistance par le béton de 1 à 180 jours. Ces auteurs en sont arrivés aux conclusions suivantes.

— La résistance aux premiers âges du béton de ciment portland renfermant du laitier de haut fourneau peut être accrue par l'ajout de fumées de silice condensées. L'augmentation de résistance est d'ordinaire directement proportionnelle au pourcentage de fumées utilisées.

— À trois jours, l'augmentation de la résistance est d'ordinaire très faible, en particulier dans les bétons présentant un rapport eau/(ciment + laitier de haut fourneau) élevé. Toutefois, à partir du quatorzième jour, mis à part des exceptions peu importantes, la perte de résistance à la compression du béton attribuable à l'ajout de laitier de haut fourneau peut être entièrement compensée par l'addition d'un pourcentage déterminé de fumées de silice condensées, quel que soit le rapport eau/(ciment + laitier de haut fourneau). Il en va de même pour ce qui est de la résistance à la flexion.

— Le fait que l'augmentation de la résistance du béton renfermant du laitier de haut fourneau et des fumées de silice condensées se poursuive à 56, à 91 et à 180 jours indique qu'une quantité suffisante de chaux (libérée au cours de l'hydratation du ciment portland) est présente à ces âges pour que la réaction de liaisonnement continue de se produire.

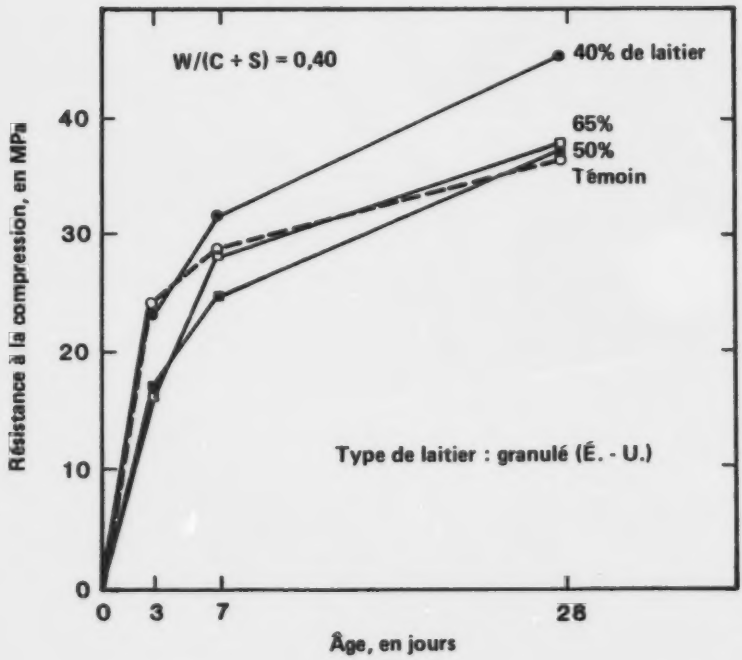


Figure 3.1 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,40 (13)

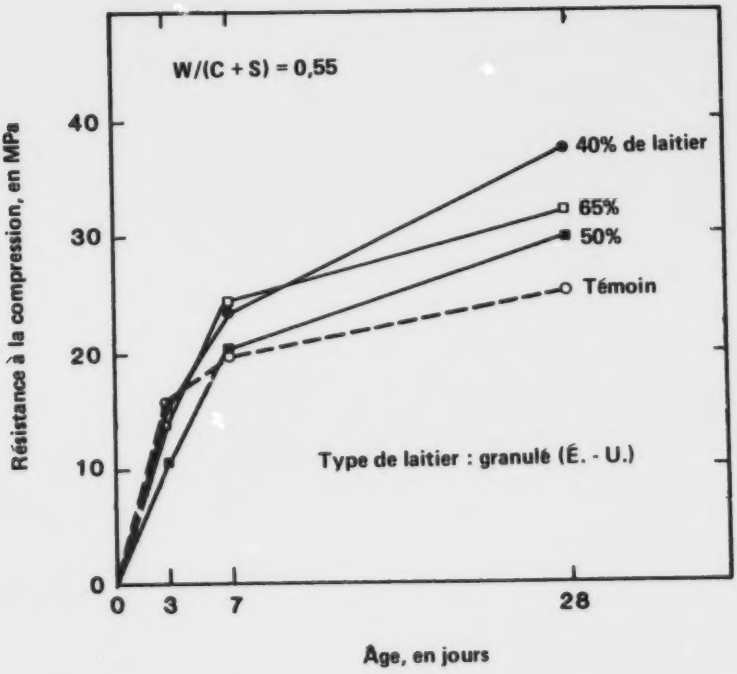


Figure 3.2 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,55 (13)

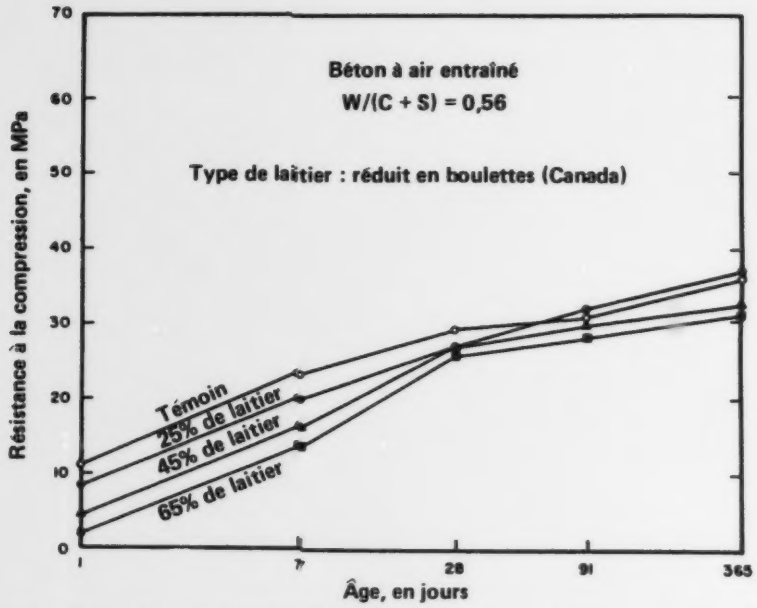


Figure 3.3 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,56 (15)

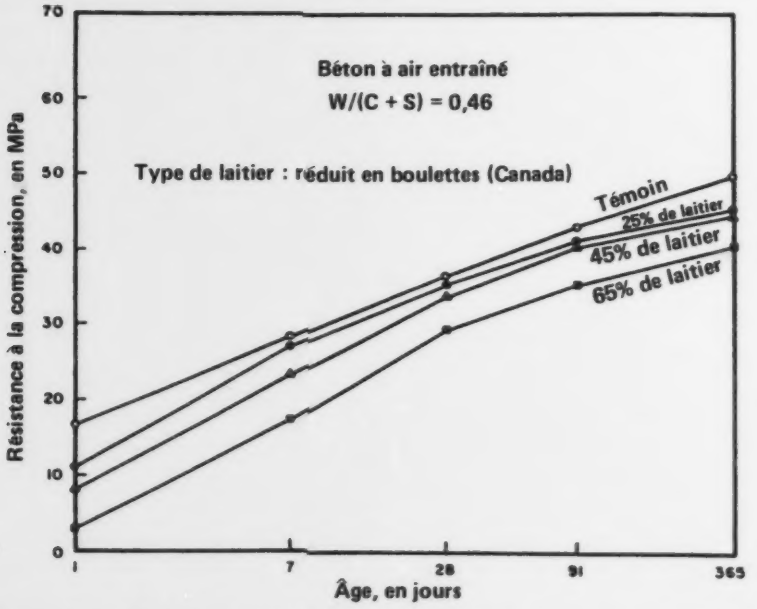


Figure 3.4 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,46 (15)

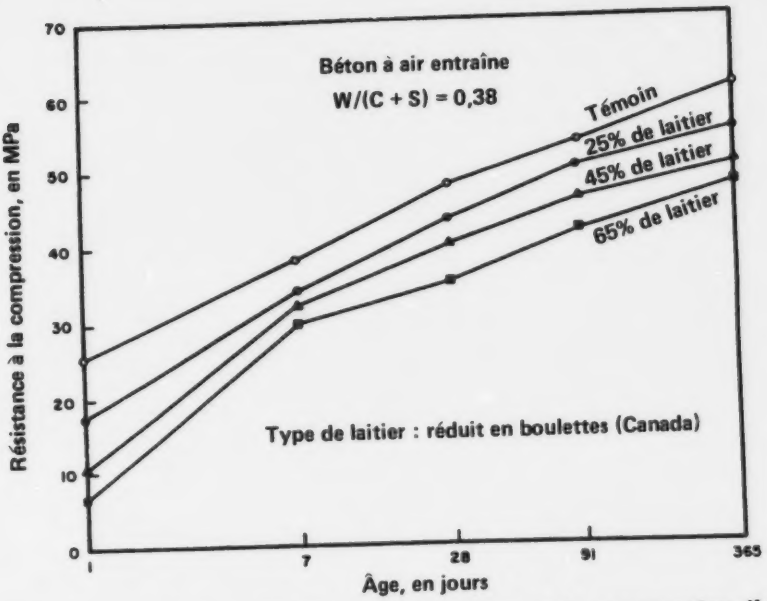


Figure 3.5 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,38 (15)

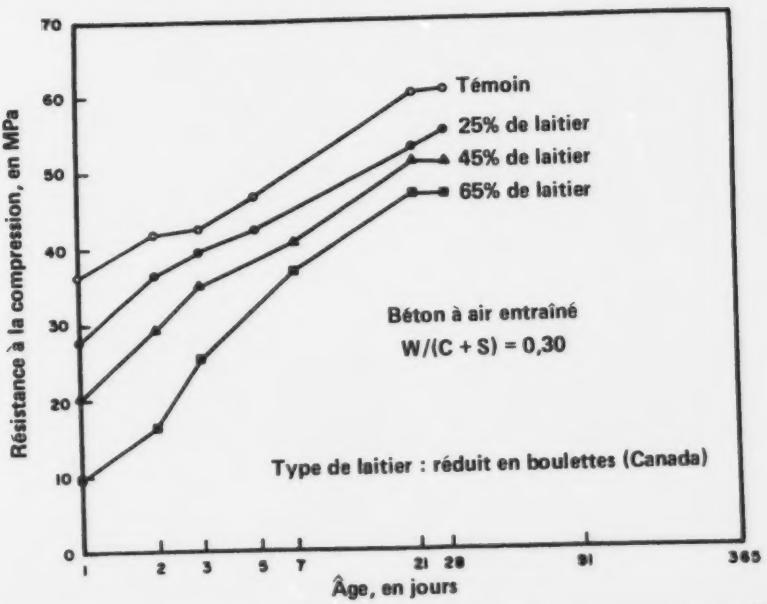


Figure 3.6 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,30 (15)

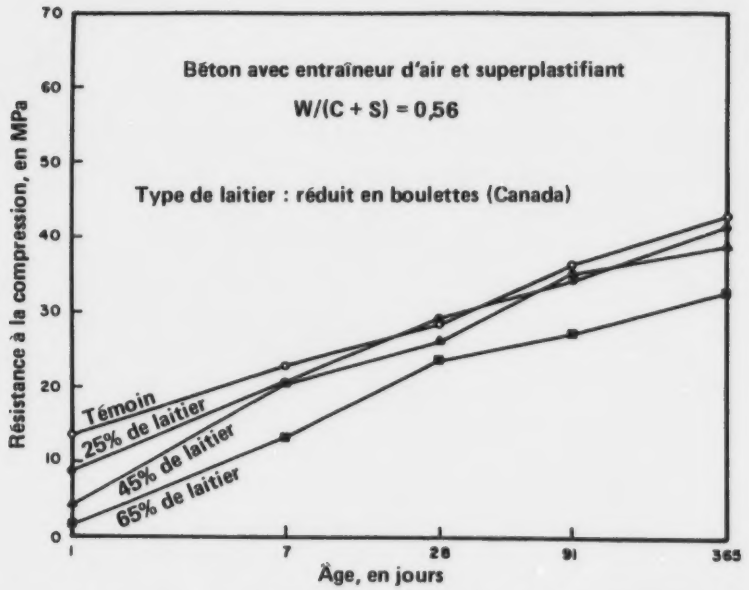


Figure 3.7 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton avec entraîneur d'air et superplastifiant : W/(C + S) = 0,56 (15)

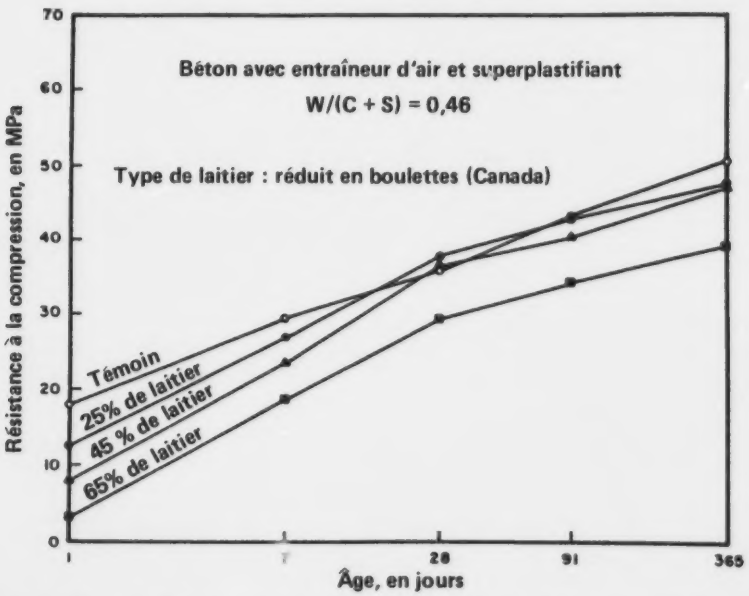


Figure 3.8 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton avec entraîneur d'air et superplastifiant : W/(C + S) = 0,46 (15)

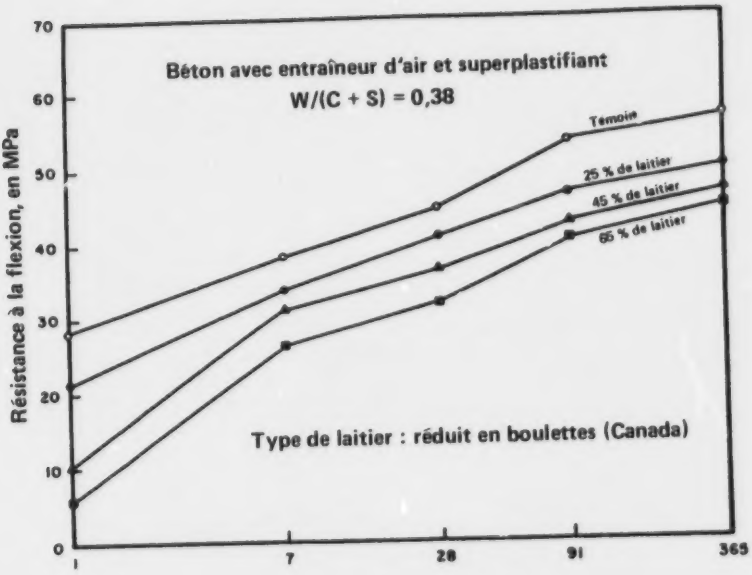


Figure 3.9 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton avec entraîneur d'air et superplastifiant : W/(C + S) = 0,38 (15)

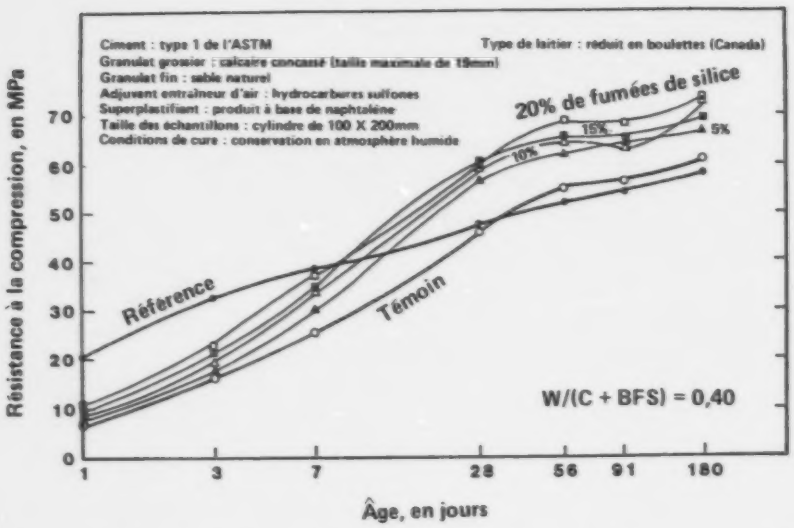


Figure 3.10 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton renfermant des fumées de silice condensées et du laitier réduit en boulettes : W/(C + BFS) = 0,40 (18)

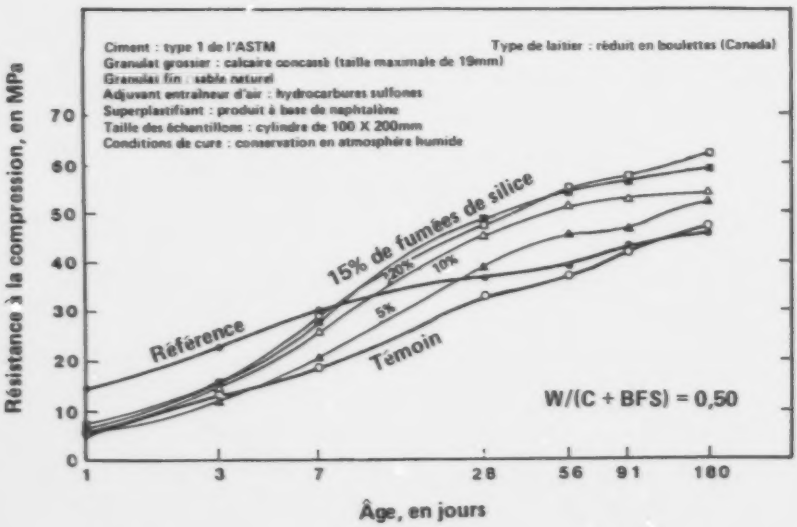


Figure 3.11 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton renfermant des fumées de silice condensées et du laitier réduit en boulettes : W/(C + BFS) = 0,50 (18)

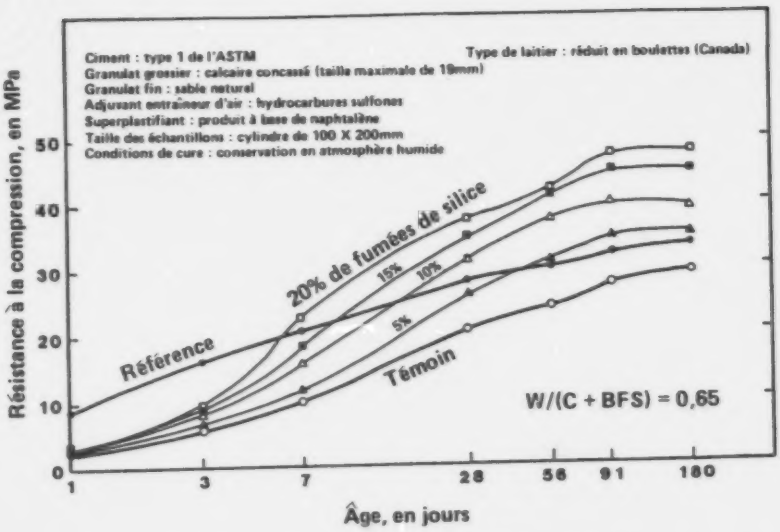


Figure 3.12 — Relation entre l'âge et la résistance à la compression d'un béton renfermant des fumées de silice condensées et du laitier réduit en boulettes : W/(C + BFS) = 0,65 (18)

Tableau 3.1 — Dosage et propriétés de mélanges de béton frais : données comparatives sur trois types de laitiers*

Mélange n°	Type de laitier et pays d'origine	Finesse laitier (Blaine), en cm^2/g	Remplacement de ciment par du laitier, en %	W/(C + S)	Dosage du mélange, en kg/m^3						Propriétés du béton frais			
					Eau	Ciment	Laitier	F.A. (SSD)	C.A. (SSD)	A.E.A., en mL/m^3	Affaissement, en mm	Poids unitaire, en kg/m^3	Teneur en air, en %	Température, en °C
1C	—	—	0	0,50	162	323	—	720	1 077	108	110	2 280	6,7	21
2 ST	Réduit en boulettes (Canada)	4 200	25	0,50	168	252	84	715	1 069	122	120	2 290	6,1	23
3 AT	Granulé (États-Unis)	5 400	25	0,50	167	250	84	713	1 066	122	120	2 280	6,5	23
4 AL	Granulé (Canada)**	3 700	25	0,50	167	251	84	713	1 066	92	140	2 280	6,0	21
5 AL	Granulé (Canada)**	4 600	25	0,50	167	250	84	710	1 063	97	135	2 275	6,7	23
6 AL	Granulé (Canada)**	6 080	25	0,50	166	249	83	707	1 057	106	135	2 260	6,9	20
7 ST	Réduit en boulettes (Canada)	4 200	50	0,50	166	166	166	707	1 056	145	120	2 260	6,7	22
8 AT	Granulé (États-Unis)	5 400	50	0,50	169	169	169	716	1 071	122	95	2 295	6,0	24
9 AL	Granulé (Canada)**	3 700	50	0,50	166	166	166	707	1 057	96	135	2 260	6,8	23
10 AL	Granulé (Canada)**	4 600	50	0,50	168	168	168	713	1 066	93	120	2 280	6,2	—
11 AL	Granulé (Canada)**	6 080	50	0,50	166	166	166	703	1 051	129	115	2 250	6,9	21

*D'après le document de référence n°14.

**Laitiers provenant d'une même source mais broyés de manière à obtenir des finesses différentes.

Nota : Type de ciment :
type I de l'ASTM;
granulat grossier (C.A.) : calcaire broyé d'une taille maximale de 19 mm;
granulat fin (F.A.) : sable naturel;

Tableau 3.2 — Résultat d'essais de résistance à la compression et à la flexion : données comparatives sur trois types de laitiers*

Mélange n°	Type de laitier et pays d'origine	Finesse du laitier (Blaine), en cm^2/g	Remplacement de ciment par du laitier, en %	W/(C + S)	Résistance à la compression des cylindres de 150 × 300 mm, en MPa					Résistance à la flexion sur des prismes de 75 × 75 × 400 mm en MPa	
					À 3 jours	À 7 jours	À 28 jours	À 91 jours	À 365 jours	À 7 jours	À 14 jours
1 C	—	—	0	0,50	17,8	21,1	26,9	31,6	35,0	3,8	4,8
2 ST	Réduit en boulettes (Canada)	4 200	25	0,50	16,0	19,9	28,6	34,1	36,6	4,0	5,3
3 AT	Granulé (États-Unis)	5 400	25	0,50	17,6	22,9	29,8	33,9	38,1	4,6	5,1
4 AL	Granulé (Canada)**	3 700	25	0,50	14,9	18,5	25,4	31,0	33,1	3,9	5,4
5 AL	Granulé (Canada)**	4 600	25	0,50	13,8	18,8	26,0	30,2	32,9	4,1	4,8
6 AL	Granulé (Canada)**	6 080	25	0,50	15,6	21,0	28,2	31,5	35,8	4,4	5,0
7 ST	Réduit en boulettes (Canada)	4 200	50	0,50	9,0	14,1	25,4	29,5	33,8	3,2	5,2
8 AT	Granulé (États-Unis)	5 400	50	0,50	14,9	22,7	33,6	37,6	40,4	4,3	5,7
9 AL	Granulé (Canada)**	3 700	50	0,50	10,4	15,6	24,7	29,1	33,0	3,7	5,0
10 AL	Granulé (Canada)**	4 600	50	0,50	9,5	15,9	25,5	29,8	34,3	3,6	5,1
11 AL	Granulé (Canada)**	6 080	50	0,50	12,2	20,7	30,1	32,9	37,2	4,3	5,2

*D'après le document de référence n°14.

**Laitiers provenant d'une même source mais broyés de manière à obtenir des finesses différentes.

Nota : Type de ciment :
type I de l'ASTM
granulat grossier (C.A.) : calcaire broyé d'une taille maximale de 19 mm
granulat fin (F.A.) : sable naturel
adjuvant entraîneur d'air (A.E.A.) : hydrocarbures sulfonés.

Résistance à la flexion

À partir du septième jour, la résistance à la flexion du béton au laitier est comparable ou supérieure à celle du béton témoin correspondant (figures 3.13, 3.14, 3.15, 3.16 et 3.17); on a toutefois observé le phénomène inverse dans un cas où le rapport eau/(ciment + laitier) était de 0,38 (voir la figure 3.15). Il y a lieu de croire que l'augmentation de la résistance à la flexion est attribuable à la plus grande adhésion observée dans le système ciment/laitier/granulat en raison de la forme et de la texture de la surface des particules de laitier.

Des données comparatives sur la résistance à la flexion de bétons renfermant trois types différents de laitiers en provenance du Canada et des États-Unis sont présentées au tableau 3.2. En règle générale, quel que soit le pourcentage de remplacement du ciment et le type de laitier utilisé, la résistance à la flexion des bétons au laitier dépasse celle du béton témoin à 7 et 14 jours.

Module d'élasticité

Selon Stutterheim (19), pour une résistance égale, le module d'élasticité du béton témoin et celui d'un béton renfermant du laitier granulé d'origine sud-africaine sont semblables, sinon pareils. Aucune donnée n'a été publiée sur le module d'élasticité de laitiers qu'on peut se procurer à l'heure actuelle en Amérique du Nord. Selon des recherches effectuées par Nakamura et ses collaborateurs (20) sur un laitier japonais, le module d'élasticité du béton renfermant du laitier granulé diffère peu de celui du béton témoin.

Le tableau 3.3 fait état de données sur le module d'élasticité publiées par Wainwright et Tolloczko (21) sur un béton au laitier provenant du Royaume-Uni. Aux premiers âges et à une teneur élevée en laitier, les bétons au laitier présentent un module inférieur à celui du béton témoin.

Tableau 3.3 — Module d'élasticité statique*

Teneur en laitier					
0 %		50 %		70 %	
Âge, en jours	E, en GPa	Âge, en jours	E, en GPa	Âge, en jours	E, en GPa
1	26,5	1	17,0	1	6,5
2	31,5	2	20,0	2	14,0
4	34,0	3	25,0	3	18,5
7	36,0	7	28,5	7	25,5
31	38,5	28	37,0	28	32,0
56	39,5	56	39,0	56	35,0
171	41,0	165	42,0	174	39,5

*D'après le document de référence n°21.
Nota : Le dosage des bétons visait l'obtention d'une résistance à la compression sur cube minimale de 45 MPa à 28 jours.

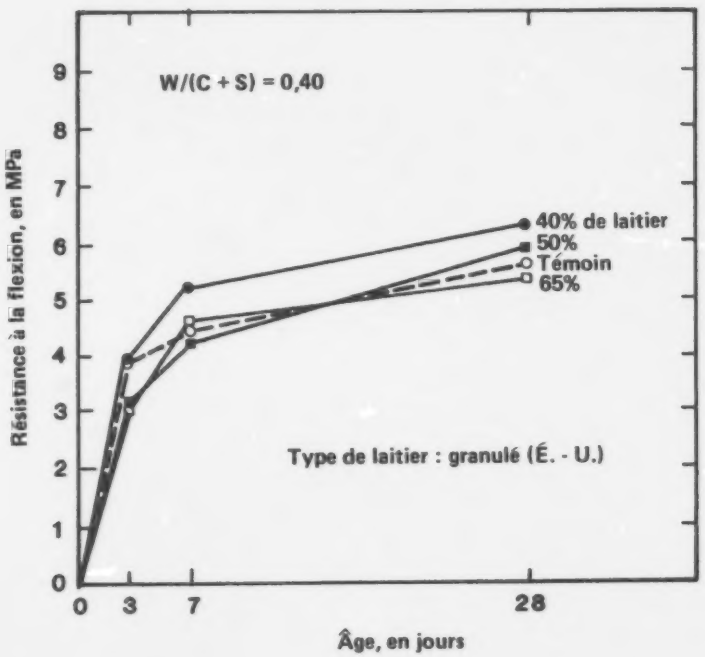


Figure 3.13 — Relation entre l'âge et la résistance à la flexion d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,40 (13)

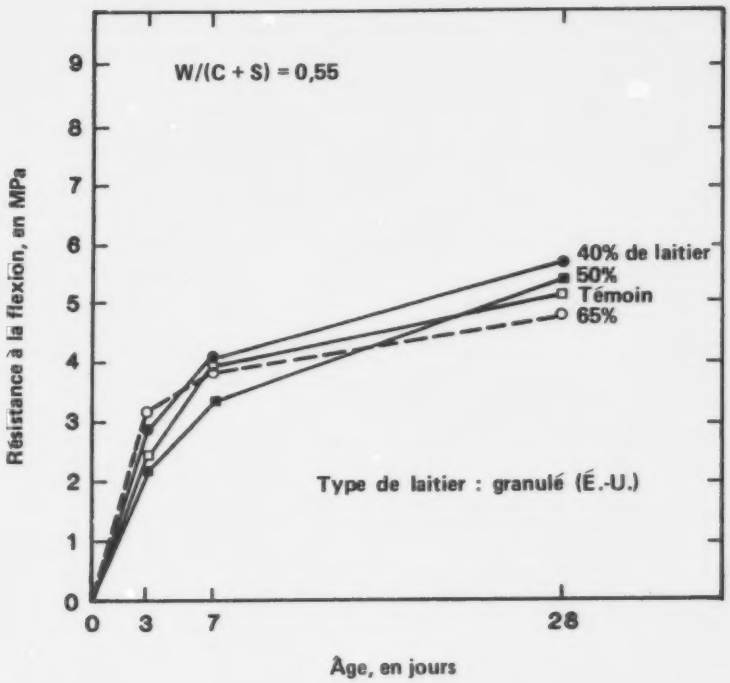


Figure 3.14 — Relation entre l'âge et la résistance à la flexion d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,55 (13)

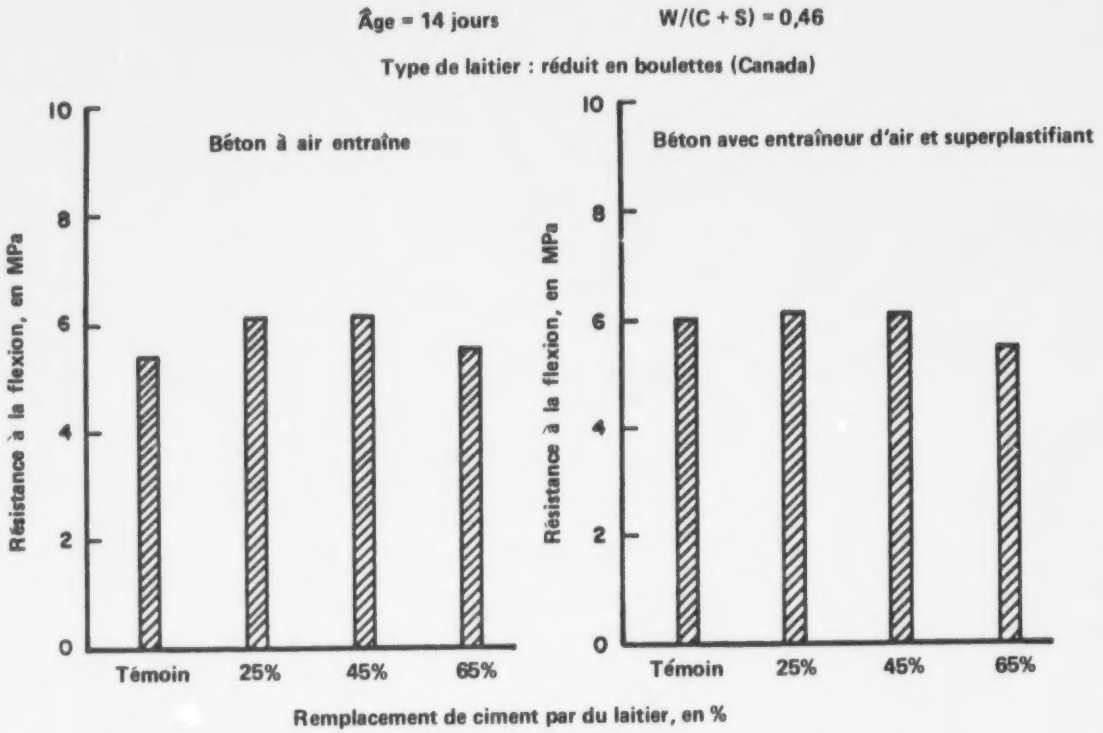


Figure 3.16 — Résistance à la flexion à 14 jours d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,46 (15)

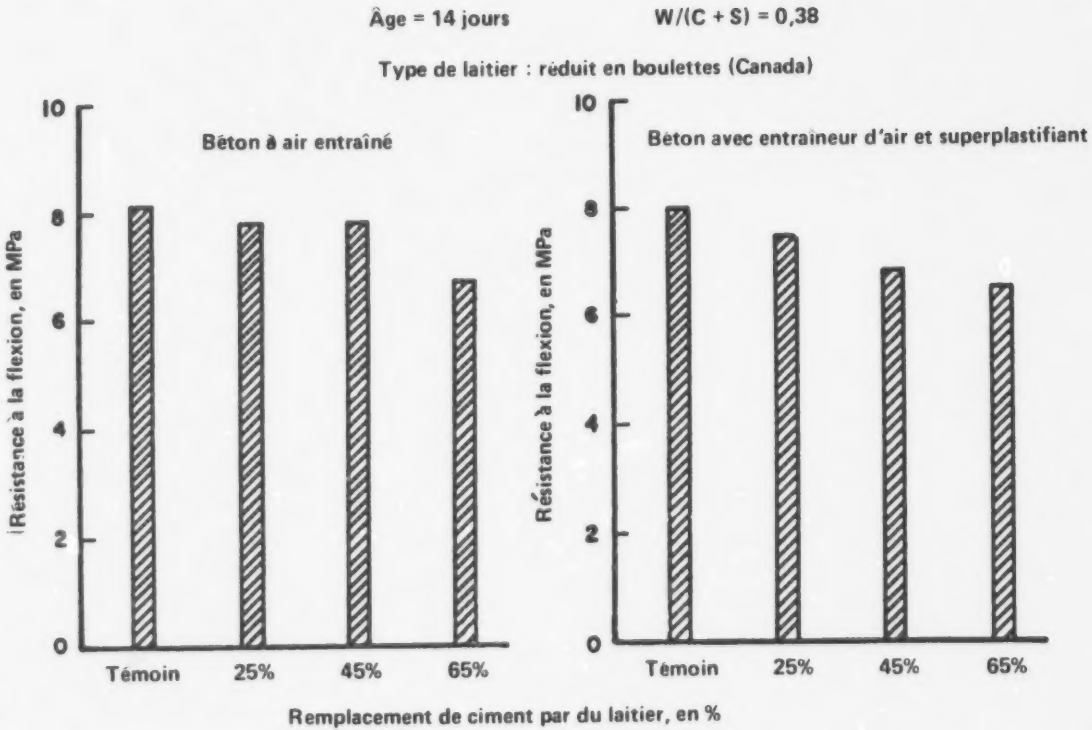


Figure 3.15 — Résistance à la flexion à 14 jours d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,38 (15)

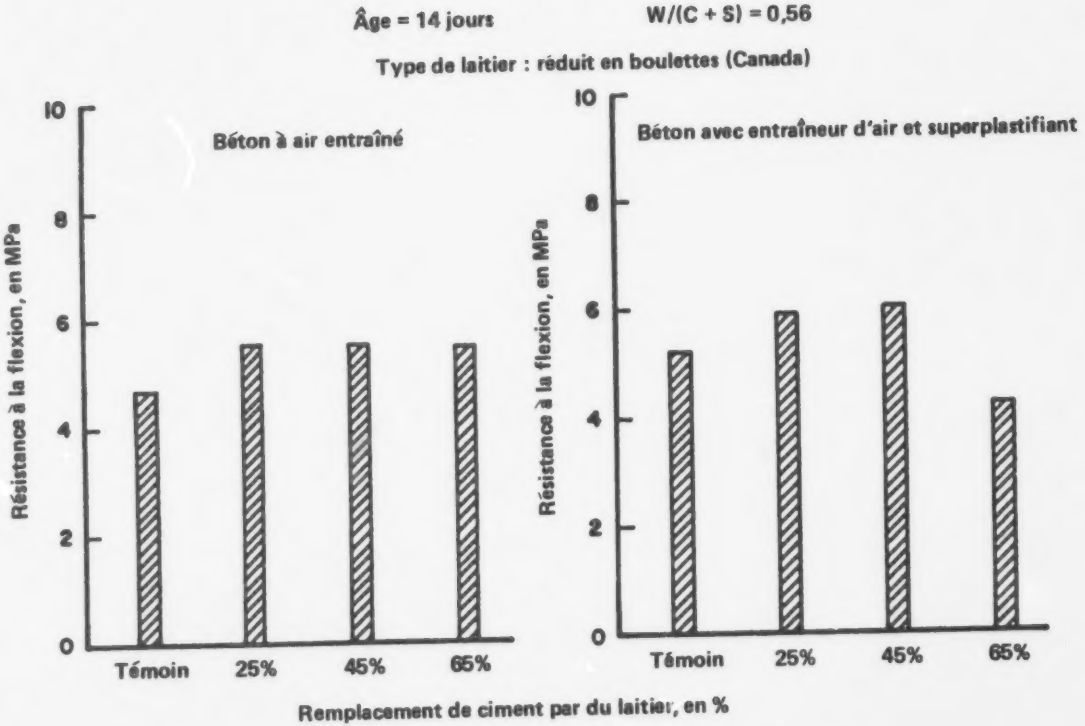


Figure 3.17 — Résistance à la flexion à 14 jours d'un béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,56 (15)

Retrait dû au séchage

Hogan et Meusel (13) ont démontré que le retrait dû au séchage du béton au laitier est supérieur à celui du béton témoin (figures 3.18 et 3.19). L'augmentation du retrait est attribuable au plus grand volume de pâte dans le béton lorsqu'on utilise du laitier en remplacement d'un poids égal de ciment, car le laitier est moins dense que le ciment. Ce résultat peut s'appliquer ou non pour les autres types de laitiers et il y a lieu de mener des recherches plus poussées pour confirmer cette hypothèse. Selon Fulton (9), il est possible de réduire le retrait du béton renfermant du laitier granulé si l'on tire avantage de l'amélioration de l'ouvrabilité pour accroître le rapport granulat/ciment ou pour diminuer le rapport eau/ciment du béton.

Fluage

Peu de données ont été publiées sur le fluage du béton renfermant les types de laitiers nord-américains sur le marché à l'heure actuelle. Les données connues provenant de l'Afrique du Sud et du Japon sont contradictoires (9). Cette opposition est surtout attribuable à la finesse des laitiers utilisés, aux méthodes d'essai, à l'âge au moment des essais, aux conditions d'humidité ainsi qu'au rapport contrainte/résistance. Par exemple, il a été démontré que la finesse du ciment influe largement sur la déformation liée au fluage (9). Bamforth (22) a fait état de données limitées sur la déformation liée au fluage de bétons renfermant ou non des cendres volantes et du laitier granulé, soumis à une charge selon un rapport contrainte/résistance constant de 0,25 (figure 3.20). Il a découvert que les cendres volantes et le laitier entraînaient une réduction importante de l'ampleur du fluage dans le cas des bétons soumis à une charge appliquée après l'âge de 24h.

Neville et Brooks (23) ont démontré que dans les cas où les essais de fluage sont effectués à une température normale d'intérieur et à des conditions normales d'humidité (c'est-à-dire 20 °C et une humidité relative de 60 %) sur des échantillons qui ont été soumis à une charge après une conservation de 28 jours en atmosphère humide, le fluage total du béton renfermant un type de laitier provenant de Grande-Bretagne était légèrement supérieur à celui du béton témoin (figure 3.21). Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que, dans ces conditions, le béton au laitier acquiert sa résistance moins rapidement que le béton témoin.

Ces auteurs ont de plus démontré que dans des conditions où il n'y a aucune perte d'humidité, le fluage irréversible du béton renfermant du laitier en remplacement de 50 % du ciment était d'environ 42 % inférieur à celui du béton témoin (figure 3.22). Ils ont appliqué une charge sur les échantillons à 28 jours et les ont immergés dans l'eau tout au long des travaux de recherche. Ils ont associé le plus faible fluage aux exigences en eau plus faibles dans le cas du béton au laitier que dans celui du béton témoin, ce qui entraîne une teneur en pâte inférieure.

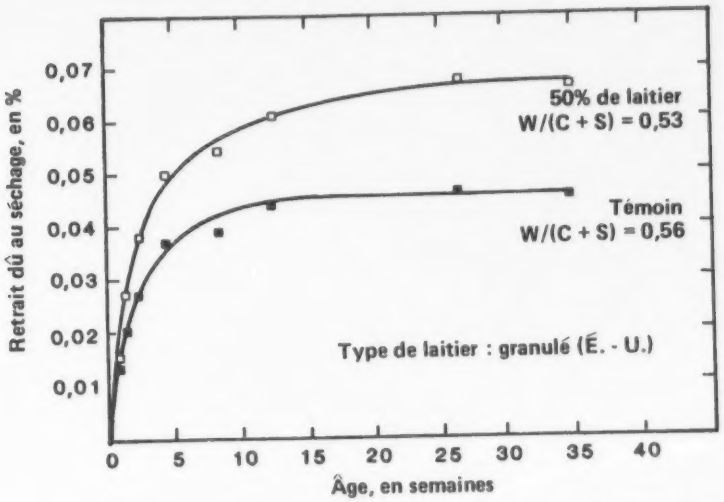


Figure 3.18 — Retrait dû au séchage de béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,53 (13)

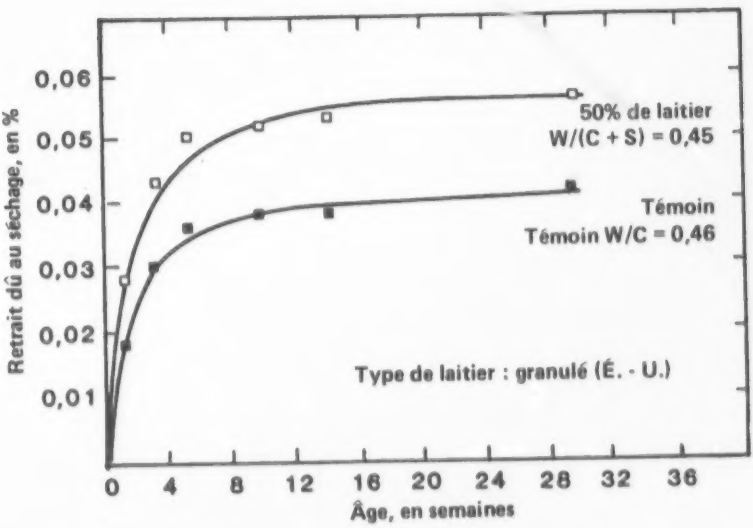


Figure 3.19 — Retrait dû au séchage dans le cas de béton à air entraîné : W/(C + S) = 0,45 (13)

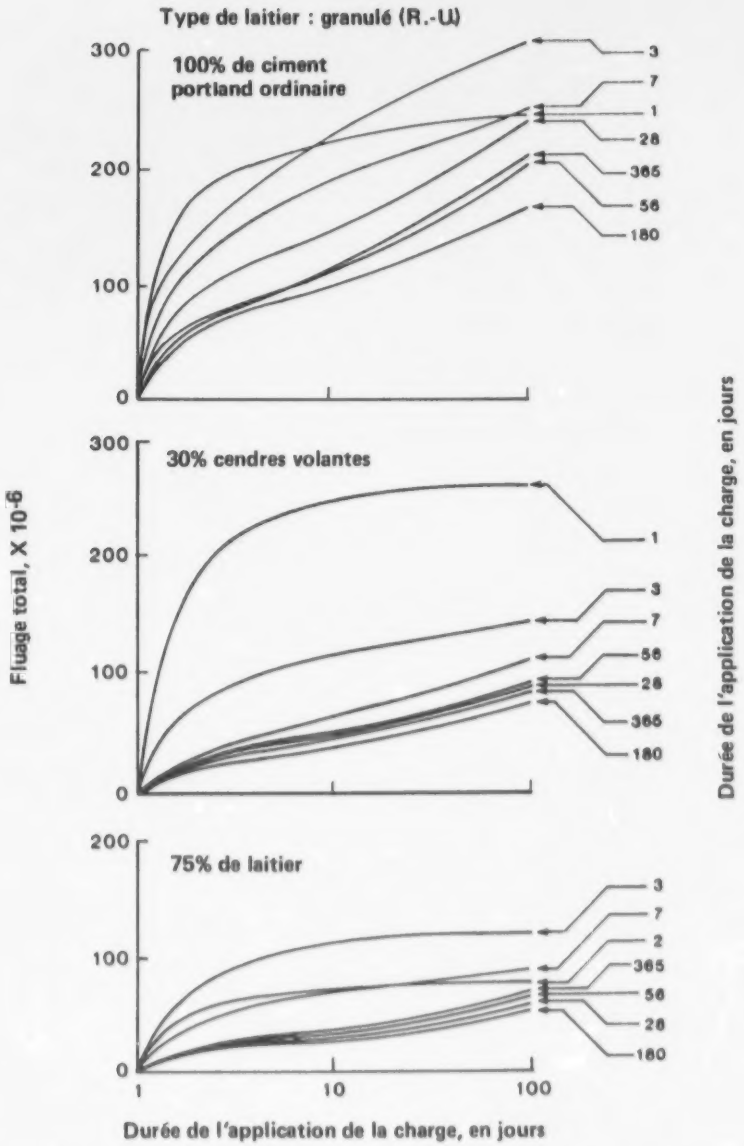


Figure 3.20 — Fluage de bétons, renfermant ou non du laitier granulé, soumis à une charge selon un rapport contrainte/résistance constant de 25 % (22)

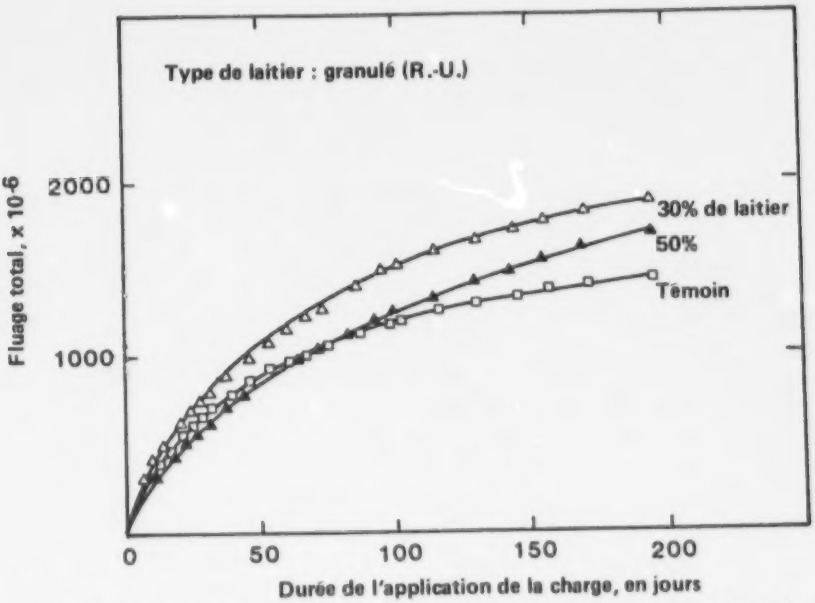


Figure 3.21 — Effet du remplacement d'une partie du ciment par du laitier granulé sur le fluage total d'un béton entreposé à une humidité relative de 60 % et à une température de 21 °C : contrainte exercée = 10 MPa (23)

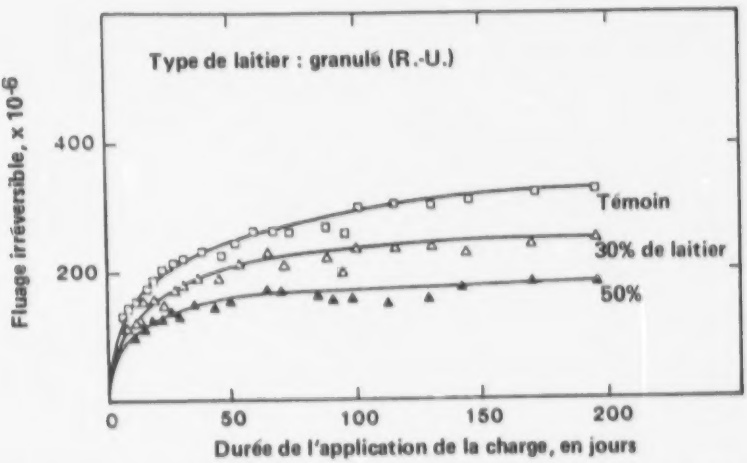


Figure 3.22 — Effet du remplacement d'une partie du ciment par du laitier granulé sur le fluage irréversible d'un béton entreposé dans l'eau à 22 °C : contrainte exercée = MPa (23)

Perméabilité

La perméabilité du béton varie surtout selon la perméabilité de la pâte pure, qui est elle-même fonction de la répartition de la taille de ses pores. Au moyen de techniques d'intrusion de mercure, plusieurs chercheurs (24,25) ont démontré que l'ajout de laitier granulé à la pâte pure contribue à l'affinage des pores, ce qui se traduit par une diminution de la perméabilité du liant et, par conséquent, du béton lui-même. Le mécanisme précis suivant lequel s'effectue l'affinage des pores dans le liant laitier-ciment hydraté n'est toutefois pas parfaitement compris. On ne dispose pas de données détaillées sur la comparaison de la perméabilité entre les bétons qui renferment ou non du laitier, bien que l'on ait observé que les bétons dont la teneur en laitier granulé remplace jusqu'à 75 % du ciment ont affiché un rendement satisfaisant au cours de l'exposition en eau de mer (26).

Élévation de température

Bamforth (22) a fait état de recherches portant sur la mesure de la température in situ dans du béton de masse où une partie du ciment portland avait été remplacée par du laitier granulé ou des cendres volantes. Il a examiné trois types de bétons : un béton témoin présentant une teneur en ciment portland de 400kg/m^3, un mélange dans lequel 75 % du ciment portland avait été remplacé par du laitier granulé provenant du Royaume-Uni ainsi qu'un mélange dans lequel on avait substitué des cendres volantes à 30 % du ciment portland. Le béton à teneur élevée en ciment avait été choisi de sorte qu'on puisse obtenir des données visant le béton armé riche en ciment. Le béton a été placé dans des fondations d'une profondeur de 4,5 m et le volume de béton se situait à 144, 147 et 212 m^3 respectivement pour le béton de ciment portland, le béton aux cendres volantes et le béton au laitier.

La température du béton à la mise en place a été enregistrée au moyen de thermocouples. La variation de température observée aux premiers âges à mi-hauteur de chacune des fondations est illustrée à la figure 3.23. L'élévation maximale enregistrée au centre des fondations possède les valeurs suivantes :

— dans le béton de ciment portland : élévation de 54,5 °C, par rapport à une température de 20,5 °C à la mise en place;

— dans le béton aux cendres volantes : élévation de 47,5 °C, par rapport à une température de 21,5 °C à la mise en place;

— dans le béton au laitier granulé : élévation de 46 °C par rapport à une température de 18 °C à la mise en place.

Dans chaque cas, les substituts du ciment entraînaient une diminution d'environ 8 °C (15 %) de l'élévation maximale de la température. L'élévation de la température par poids unitaire du matériau liant se situait respectivement à 13,6 °C/100 kg, 11,7 °C/100 kg et 11,6 °C/100 kg pour le ciment portland, le mélange ciment portland–cendres volantes et le mélange ciment portland–laitier. Dans du béton de masse où il est essentiel que l'élévation maximale de la température soit faible de manière à limiter la fissuration attribuable à une variation de température, l'utilisation de laitier peut donc se révéler bénéfique.

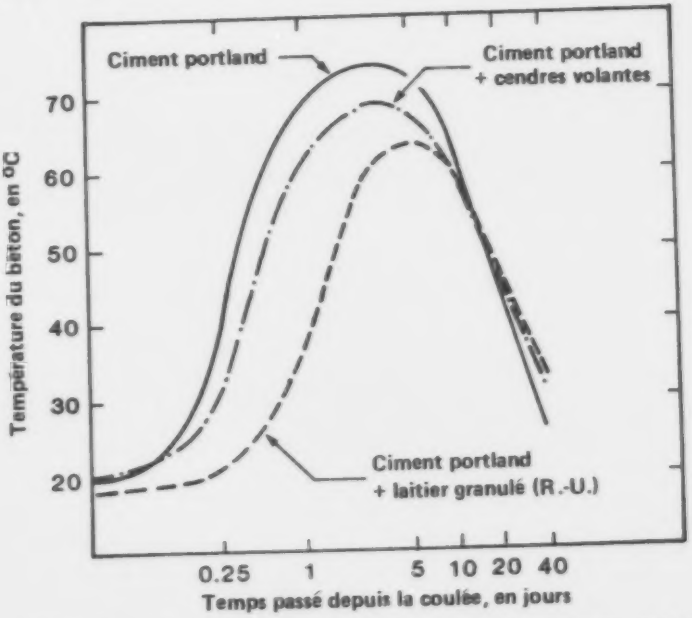


Figure 3.23 — Températures maximales pour du béton renfermant des cendres volantes et du laitier granulé (22)

Normes et prescriptions

Des normes et des prescriptions nationales ont été publiées dans plusieurs pays afin de régir l'utilisation de laitier dans le béton. Il s'agit notamment du Canada (27), des États-Unis (28) et du Royaume-Uni (29), ce dernier pays étant celui qui l'a fait le plus récemment. L'optique adoptée en Amérique du Nord dans l'élaboration de ces prescriptions consistait à préparer des documents axés sur le rendement qui mettaient en lumière les aspects des mortiers au laitier liés à l'acquisition de résistance. Cette démarche est nouvelle si on la compare à celle qui a été adoptée pour les prescriptions de l'ASTM et pour celles qui ont

été publiées au Canada sur les cendres volantes. En revanche, la norme britannique BS 6699 récemment publiée témoigne d'une démarche plus traditionnelle; outre les exigences en matière de résistance du béton au laitier, cette norme établit des limites quant à la teneur en verre, au module chimique, à la finesse et à l'oxyde de magnésium. Cette norme se révèle beaucoup plus restrictive que les normes correspondantes publiées en Amérique du Nord (tableaux 3.4, 3.5 et 3.6).

En plus d'une prescription générale portant sur les matériaux liants supplémentaires, l'Association canadienne de normalisation a publié une norme traitant du laitier hydraulique cimentaire (30). Cette prescription vise avant tout l'utilisation de laitier réduit en boulettes produit dans le sud de l'Ontario.

Tableau 3.4 — Norme CSA CAN3-A23 5-M82* : constituants secondaires cimentaires utilisés dans les constructions en béton

Exigences chimiques

Propriété	Laitier de haut fourneau granulé et broyé	Fréquence minimale** des essais
SO_3, % max.	5,0	Lot ou 1 000 tonnes métriques
Perte par le feu, % max.	—	Lot ou 100 tonnes métriques

*D'après le document de référence n°27.
**Lorsque les données compilées sont suffisantes pour démontrer à la satisfaction du propriétaire qu'une source répond toujours aux exigences, il est possible de réduire la fréquence des essais de sorte que ceux-ci soient effectués à un intervalle pouvant être jusqu'à dix fois inférieur à la fréquence prévue.

*Exigences chimiques facultatives supplémentaires**

Propriété	Laitier de haut fourneau granulé et broyé	Fréquence minimale** des essais
Teneur en eau, % max.	3,0	Lot ou 100 tonnes métriques

*D'après le document de référence n°27.
**Lorsque les données compilées sont suffisantes pour démontrer à la satisfaction du propriétaire qu'une source répond toujours aux exigences, il est possible de réduire la fréquence des essais de sorte que ceux-ci soient effectués à un intervalle pouvant être jusqu'à dix fois inférieur à la fréquence prévue.

Exigences physiques

Propriété	Laitier de haut fourneau granulé et broyé	Fréquence minimale* des essais
Indice d'activité du laitier : ciment portland, à 28 jours; %min. du témoin	80	Lot ou 1 000 tonnes métriques
Résistance à la désagrégation : dilatation ou contraction, en autoclave, % max.	0,5	Lot ou 1 000 tonnes métriques
Finesse : après criblage par voie humide sur un tamis de 45 µm, % de refus max.	20	Lot ou 100 tonnes métriques
Exigences en matière d'uniformité : La densité relative et la finesse de chaque échantillon ne doivent pas s'écarter de la moyenne établie par les 10 échantillons précédents, ou par tous les échantillons précédents si leur nombre est inférieur à 10, par plus de :		
Densité relative, variation max. par rapport à la moyenne, en %	5	
Pourcentage restant sur le tamis de 45 µm, variation max. par rapport à la moyenne, en %†	5	

*Lorsque les données compilées sont suffisantes pour démontrer à la satisfaction du propriétaire qu'une source répond toujours aux exigences, il est possible de réduire la fréquence des essais de sorte que ceux-ci soient effectués à un intervalle pouvant être jusqu'à dix fois inférieur à la fréquence prévue.

†Si la moyenne correspond à 20 %, la variation admissible se situe entre 15 et 25 %.

Tableau 3.5 — Norme C 989 de l'ASTM sur le laitier de haut fourneau broyé à utiliser dans le béton et dans le mortier*

Exigences chimiques	
Soufre sous forme de sulfure (S), % max.	2,5
Ions sulfate sous forme de SO_3, % max.	4,0

Exigences physiques	
Élément	
Finesse :	
quantité retenue après criblage par voie humide sur un tamis n°325 (45μm), % max.	20
La surface spécifique selon la perméabilité à l'air, méthode C 204, doit être déterminée et indiquée bien qu'aucune limite ne soit requise.	—
Teneur en air du mortier au laitier, % max.	12

Indice d'activité du laitier, % min.	Moyenne des 5 derniers échantillons successifs	Tout échantillon particulier
Indice à 7 jours		
Classe 80	—	—
Classe 100	75	70
Classe 120	95	90
Indice à 28 jours		
Classe 80	75	70
Classe 100	95	90
Classe 120	115	110

Limites relatives aux alcalis et à la résistance du ciment témoin pour les essais d'activité du laitier		
Alcalis totaux (Na_2O + 0,658 K_2O)	% min.	0,60
	% max.	0,90
Résistance à la compression, à 28 jours	5 000 lb/po^2 (35 MPa)	

*D'après le document de référence n°28.

Tableau 3.6 — Norme britannique BS 6699 sur le laitier de haut fourneau granulé et broyé*

Exigence	Laitier de haut fourneau granulé et broyé
Finesse maximale (en m^2/kg)	275
Teneur en verre minimale	40 % de verre pur; 85 % de particules vitreuses
Résistance à la compression minimale du béton : moyenne de la résistance sur 3 cubes (en MPa)	
Âge : 3 jours	3 70 % de laitier mélangé
7 jours	— avec 30 % de ciment portland ordinaire
28 jours	22
Temps de prise	
Début (égal ou supérieur à)	45 min 70 % de laitier mélangé avec 30 % de ciment portland ordinaire
Fin (égal ou inférieur à)	10 h
Résistance à la désagrégation : dilatation maximale	10 mm 70 % de laitier mélangé avec 30 % de ciment portland ordinaire
Résidus insolubles maximaux	1,5 %
Oxyde de magnésium maximal	14,0 %
Soufre	2,0 %
a) maximum présent sous forme de sulfure	
b) maximum présent sous forme de SO_3	s.o.
Perte au feu maximale :	3,0 %
climats tropiques	
climats tempérés	4,0 %
Module chimique :	
a) $\frac{CAO + MgO + AL_2O_3}{SiO_2}$ égal ou supérieur à	1,0 %
b) CaO/SiO_2 égal ou inférieur à	1,4
Teneur en humidité maximale	1,0 %
Chaleur d'hydratation maximale (en J/kg) :	
7 jours	s.o.
28 jours	s.o.

*D'après le document de référence n°29.
s.o. : sans objet.

4. CONCLUSION

Peu de données sont connues sur les propriétés du béton frais et du béton durci renfermant du laitier comme ingrédient distinct incorporé à une usine de dosage du béton. Cette rareté des données est attribuable au fait qu'on n'a commencé que depuis peu à utiliser le laitier de cette façon en Amérique du Nord et au Royaume-Uni. L'examen des données publiées a permis d'en arriver aux conclusions suivantes.

- Les laitiers présentent de grandes possibilités comme produit de remplacement d'une partie du ciment portland dans le béton. Les proportions les plus intéressantes en ce qui a trait au béton prêt-à-l'emploi se situent entre 25 et 50 % du poids de ciment.
- Les propriétés du béton frais sont modifiées dans une certaine mesure par l'ajout de laitier; il est nécessaire d'augmenter le dosage de l'adjuvant entraîneur d'air afin d'entraîner une quantité d'air donnée, et la fin de prise est grandement retardée.
- Aux premiers âges, la résistance à la compression des bétons au laitier est d'ordinaire inférieure à celle du béton témoin et on doit en tenir compte lorsqu'il s'agit d'effectuer des travaux de bétonnage au cours de l'hiver.
- La résistance à la flexion du béton au laitier est égale ou supérieure à celle du béton témoin correspondant, ce qui peut présenter un avantage incontestable dans le cas d'un béton destiné au revêtement des autoroutes et des pistes d'aéroport.
- Il a été fait état que le retrait dû au séchage du béton au laitier était supérieur au retrait observé dans le béton témoin. Il y a lieu d'effectuer des recherches supplémentaires pour confirmer cette hypothèse.
- Le module de Young (d'élasticité) du béton au laitier est comparable à celui du béton de ciment portland ordinaire; les données sur le fluage sont trop limitées pour qu'on puisse établir des comparaisons valables.
- Il est nécessaire d'effectuer des recherches afin de recueillir des données plus complètes, qui s'échelonneraient sur une plus longue période, relatives aux propriétés mécaniques et élastiques ainsi qu'à la durabilité des bétons renfermant du laitier comme matériau distinct incorporé à une centrale de dosage du béton.

BIBLIOGRAPHIE

1. Malhotra, V.M.; Berry, E.E.; et Wheat, T.A. (Editors). *Proceedings, Seminar on Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry*; Energy, Mines and Resources Canada; Ottawa; 1976.

2. Berry, E.E. "Calculated energy savings for blended cements made from portland cements, granulated slag and fly ash"; *Division Report* MRP/MSL 77-178 (J); CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; Ottawa; 1977.

3. Brink, R.H. "Cementitious properties of low-energy materials"; *Proceedings, Seminar on Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry*; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; Ottawa; 1976.

4. Smith, M.A. "The economic and environmental benefits of increased use of P.F.A. and granulated slag"; *Resources Policy* I(3):154-170; 1975.

5. Brown, P.W. and Clifton, J.R. "Energy conservation through the utilization of waste materials in cement and concrete"; *Proceedings, Seminar on Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry*; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; Ottawa, 1976.

6. Emery, J.J.; Cotsworth, R.P.; and Hooton, R.D. "Pelletized blast furnace slag"; *Proceedings, Seminar on Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry*; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; Ottawa; 1976.

7. Zoldners, N.G. "Current status of the use of blast furnace slag and blended cements in Europe"; *Proceedings, Seminar on Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry*; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; Ottawa; 1976.

8. Ryan, W.G.J. "The use of fine ground granulated blast furnace slag in concrete"; *Civil Engineering Transactions*, 11(1):88-96; Australia; 1969.

9. Fulton, F.S. "The properties of portland cements containing milled granulated blast furnace slag"; *The Portland Cement Institute*; Johannesburg; 78 pp., 1974.

10. Yanagida, Tsutomu, and Ota, Minoru "Properties of concrete containing pulverized granulated blast furnace slag"; *Reports of Japan-USA Science Seminar*; San Francisco, USA; 1979. (Available from: Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA).

11. Kobayashi, Kazusuke; Uomoto, Taketo; and Shima, Fumio. "Partial replacement of portland cement by ground granulated blast furnace slag"; *Reports of Japan-USA Science Seminar*, San Francisco, USA; 1979. (Available from: Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA).

12. Chojnocki, B. "Sulphate resistance of blended (slag) cement", *Report* No. EM-52; Ministry of Transportation and Communications Toronto, Ontario; 1981.

13. Hogan, F.J., and Meusel, J.W. "The evaluation for durability and strength development of ground granulated blast furnace slag"; *ASTM Cement, Concrete, and Aggregates*, 3(1):40-52; 1981.

14. Malhotra, V.M. "Comparative evaluation of three different granulated slags in concrete"; *Report* MSL/87-50(OP), CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; Ottawa; 1986.

15. Malhotra, V.M. "Strength and durability characteristics of concrete incorporating a pelletized blast furnace slag"; *ACI* SP-79; 891-922 Editor, V.M. Malhotra; 1979.

16. Meusel, J.W., and Rose, J.H.; "Production of blast furnace slag at Sparrows Point, and the workability and strength potential of concrete incorporating the slag"; *ACI* SP-79; 867-890, Editor, V.M. Malhotra; 1979.

17. Wood, K. "Twenty years of experience with slag cement"; Paper presented at *Symposium on Slag Cements*, University of Alabama, Birmingham Alabama; 1981.

18. Malhotra, V.M.; Carette, G.G.; and Aitcin, P.C. "Mechanical properties of portland cement concrete incorporating blast furnace slag and condensed silica fume"; *Proceeding, RILEM/ACI Symposiums on Technology of Concrete When Pozzolans, Slags and Chemical Admixtures are Used*; Monterrey, Mexico, pp. 395-414; 1985.

19. Stutterheim, N. "Properties and uses of high-magnesia portland slag cement concretes"; *Journal ACI*, 31(10):1027-1045; 1960.

20. Nakamura, N.; Sakai, M.; Koibuchi, K.; and Iijima, Y. "Properties of high strength concrete incorporating very finely ground granulated blast furnace slag"; *ACI* SP-91, pp. 1361-1380, Editor, V.M. Malhotra, 1986.

21. Wainwright P.I., and Tolloczko, J.J.A. "Early and later age properties of temperature cycled slag — OPC concretes"; *ACI* SP-91, pp. 1293-1322; Editor, V.M. Malhotra; 1986.

22. Bamforth, P.B. "In-situ measurements of the effects of partial portland cement replacement using fly ash, ground granulated blast furnace slag, on the performance of mass concrete", *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Part 2; pp. 777-800; September 1980.

23. Neville, A.M., and Brooks, J.J., "Time dependant behaviour of Cemsave concrete"; *Concrete*, 9(3):36-39; 1975.

24. Manmohan, D., and Mehta, P.K., "Influence of pozzolanic, slag, and chemical admixtures on pore size distribution and permeability of hardened cement paste"; *ASTM Cement, Concrete, and Aggregates*, 3(1):63-67; 1981.

25. Mehta, P.K. "Pozzolanic and cementitious by-products as mineral admixtures for concrete — a critical review"; *ACI* SP-79, Vol. 1; pp. 1-96, Editor, V.M. Malhotra; 1983.

26. Wiebenga, J.G. "Durability of concrete structures along the North Sea coast of the Netherlands"; *ACI* SP-65, pp. 437-452; Editor, V.M. Malhotra; 1980.

27. Canadian Standard CAN3-A23 5-M82. "Supplementary cementing materials and their use in concrete construction"; *Canadian Standards Association*, Rexdale, Ontario, Canada; 1982.

28. ASTM Standard C 989-85. "Ground iron blast furnace slag for use in concrete and mortars"; *ASTM Book of Standards* Vol. 04-02, Philadelphia, Pennsylvania, USA; 1985.

29. British Standard BS 6699. "A standard for ground granulated blast furnace slag"; *British Standards Institute*, London, England; 1986.

30. Canadian Standard CAN-A363-M83 "Cementitious hydraulic slag"; *Canadian Standards Association*, Rexdale, Ontario, Canada; 1983.

CHAPITRE 6

MORTIER DE CIMENT AU LAITIER ET BÉTON DE LAITIER : CARACTÉRISTIQUES DE DURABILITÉ

E. Douglas
Laboratoires des sciences minérales
CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada

1. INTRODUCTION

Les caractéristiques de durabilité et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de structures doivent faire l'objet d'une évaluation (1,2,3). La maintenance et le remplacement de structures par suite d'une défaillance des matériaux employés augmentent les coûts de construction. Près de 40 % des ressources totales de l'industrie de la construction aux États-Unis sont affectées à la maintenance et à la réparation de structures existantes (3).

En général, la durabilité est définie comme étant la capacité d'un matériau de maintenir un comportement et un rendement approprié sur le plan de la sécurité selon les conditions de service prévues et pendant la vie utile considérée comme probable.

De façon plus précise, la durabilité peut être définie comme étant la résistance du béton aux phénomènes physiques et chimiques, qu'ils soient internes ou externes, et aux actions mécaniques.

On croit que l'augmentation de la durabilité des bétons renfermant du laitier résulte d'une structure des pores plus fine et d'une teneur réduite en hydroxyde de calcium facilement lessivé dans la pâte pure durcie. Par la suite, le volume auparavant occupé par l'hydroxyde de calcium se trouve rempli par les produits d'hydratation, ce qui rend le matériau moins perméable. La perméabilité limite les processus physiques et chimiques de dégradation attribuable à l'action de l'eau migratoire; par conséquent, la perméabilité à l'eau détermine le taux de détérioration du béton.

Le présent chapitre s'inscrit dans une série de trois qui portent sur la durabilité des mortiers et des bétons renfermant du laitier. Les sujets à l'étude relatifs à la durabilité comprennent la résistance aux sulfates, à l'eau de mer, à la réaction alcali-granulat, aux cycles de gel-dégel répétés ainsi qu'à la carbonatation du mortier et du béton renfermant des laitiers réduits en boulettes ou granulés.

2. RÉSISTANCE AUX SULFATES

Les sulfates attaquent le béton et portent atteinte à sa cohérence et à sa résistance. Lorsque du laitier granulé broyé remplace une partie du ciment portland, la résistance aux sulfates du béton s'en trouve améliorée (1,2,3). En Allemagne (4), en France (5) et aux Pays-Bas (6), des ciments à teneur élevée en laitier ont été utilisés pendant plusieurs années et leur usage est considéré approprié dans un milieu riche en sulfates.

Plusieurs explications ont été données en regard du comportement des ciments au laitier*, attribuant surtout au laitier la capacité de fixer les ions Ca^{2+} qui contribuent à l'attaque par les sulfates. Les ciments portland hydratés renfermant plus de 5 % de C_3A* virtuel contiennent la plus grande proportion d'alumine sous forme de $C_3A \cdot C\bar{S} \cdot H_{18}$ (hydrate de monosulfate) (3). Lorsque la pâte pure vient en contact avec des ions de sulfate, le $Ca(OH)_2$ produit par l'hydratation du ciment portland réagit avec les hydrates renfermant de l'alumine, et on obtient ainsi de l'ettringite :

$$C_3A \cdot C\bar{S} \cdot H_{18} + 2CH + 2\bar{S} + 12H \rightarrow C_3A \cdot 3C\bar{S} \cdot H_{32}$$

La dilatation attribuable à l'attaque par des sulfates est liée à la présence d'ettringite. Le mécanisme par lequel celle-ci provoque cette dilatation fait l'objet d'une controverse (3).

La dilatation peut aussi être entraînée par la formation de gypse :

$$Na_2SO_4 + Ca(OH)_2 + 2H_2O \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O + 2NaOH.$$

Les réactions suivantes se produisent dans le cas d'une attaque par le $MgSO_4$:

$$MgSO_4 + Ca(OH)_2 + 2H_2O \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O + Mg(OH)_2;$$

et

$$3MgSO_4 + 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + 8H_2O \rightarrow 3(CaSO_4 2H_2O) + 3Mg(OH)_2 + 2SiO_2 \cdot H_2O.$$

L'attaque par le sulfate de sodium entraîne la production de NaOH est responsable de l'alcalinité élevée dans le système et se révèle essentiel pour le maintien de la stabilité des hydrates de silicate de calcium (CSH). L'attaque par le $MgSO_4$ se traduit par la production de $Mg(OH)_2$ peu soluble et peu alcalin qui porte atteinte à la stabilité des hydrates de silicate de calcium dans le système, ce qui accentue l'attaque de ces derniers par la solution de $MgSO_4$ (3).

Le taux de diffusion des ions dans le système poreux constitue un élément important qui influe sur la réaction (se reporter au tableau 2.1). Kondo et ses collaborateurs (7) ont mesuré le coefficient de diffusion de ciments portland durcis et de ciments mélangés, et ils ont conclu que le coefficient de diffusion de mortiers de ciments au laitier dimi-

---

*Pour les besoins du présent chapitre le terme «laitier» désignera dorénavant le laitier granulé ou réduit en boulettes.

*Les abréviations suivantes sont utilisées par les chimistes spécialisés dans le domaine du ciment :
C = CaO; S = SiO_2; A = Al_2O_3; $\bar{S}$ = SO_3; et H = H_2O.

nuait plus rapidement, avec l'âge, que celui d'un mortier de ciment portland. De plus, la perméabilité à l'eau se révèle un élément à considérer puisque l'eau est nécessaire au mécanisme des réactions qui provoquent la dilatation. Les résultats d'une étude menée par Bakker (2) démontrent qu'un mortier au laitier est de 10 à 100 fois moins perméable à l'eau qu'un mortier de ciment portland, et ce, quel que soit le rapport eau/ciment (se reporter aux figures 2.1 et 2.2).

Tableau 2.1 — Coefficient de diffusion de divers ions dans le ciment portland (CP) et le ciment au laitier (CHF) (W/C = 0,5)*

Ion	Âge du mortier en jours	D_m (10^{-8} cm^2/s)	
		CP	CHF
Na+	3	7,02	1,44
	14	2,38	0,10
K+	3	11,38	2,10
	14	3,58	0,21
	5	5,08	0,42
	103	2,96	0,04

*D'après le document de référence n°2.

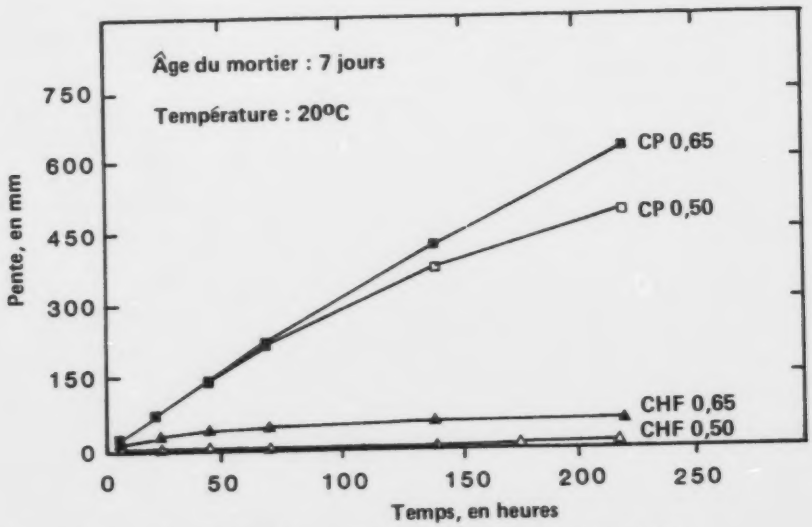


Figure 2.1 — Perméabilité relative de mortiers à 7 jours (2)

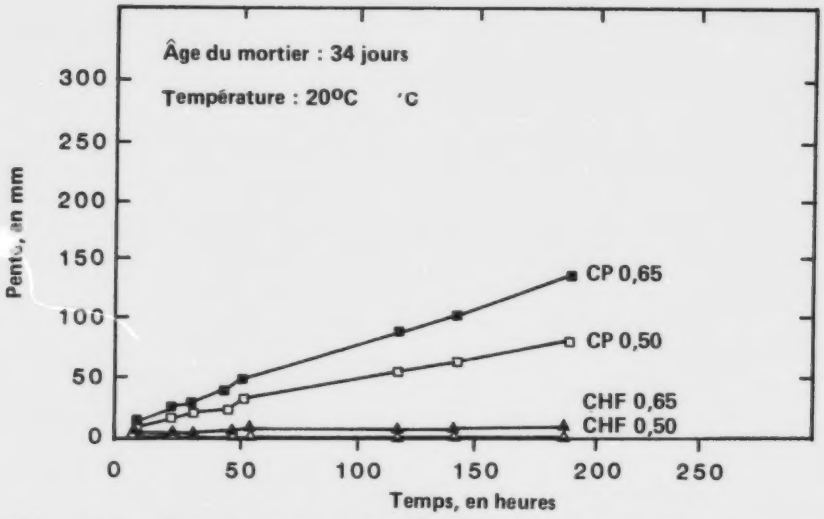


Figure 2.2 — Perméabilité relative de mortiers à 34 jours (2)

Au Canada, deux études indépendantes (8,9) ont démontré que des mélanges renfermant 50 % de laitier réduit en boulettes et 50 % de mortier de ciment portland normal de type CSA n°10 (du type I de l'ASTM) présentent une résistance aux sulfates équivalente à celle du ciment portland (résistant aux sulfates) de type CSA n°50 (du type V de l'ASTM). Les résultats de ces études ont fourni la base technique pour l'usage du ciment au laitier réduit en boulettes comme liant supplémentaire pour le béton résistant aux sulfates selon la norme ACNOR CAN3-A23 courante. Des normes d'approbation pour cet usage ont été élaborées par les ministères ontariens du Transport et des Communications ainsi que de l'Environnement. D'après le programme de contrôle de la résistance aux sulfates qui s'est étendu sur six ans, il est clair que des échantillons de mélanges renfermant 50 % de laitier réduit en boulettes et 50 % de ciment portland normal de type n°10 ont un rendement équivalent à celui du ciment portland (résistant aux sulfates) de type CSA n°50, autant dans le cas des bétons que dans celui des mortiers. Le ciment portland de type CSA n°10 renfermait jusqu'à 12 % de C_3A et le laitier, 7 % de Al_2O_3 (9). Les essais comportaient l'entreposage des échantillons dans des conditions rigoureuses (solution sulfatée de 3000 ppm) et dans des conditions accélérées (solution sulfatée de 50 000 ppm) (se reporter à la figure 2.3).

Une étude menée par Hogan et Meusel (10) a permis de démontrer qu'une résistance aux sulfates élevée pouvait être obtenue lorsque la proportion de laitier granulé dépassait 50 % du liant total; des ciments de type ASTM II ont été utilisés dans cette étude.

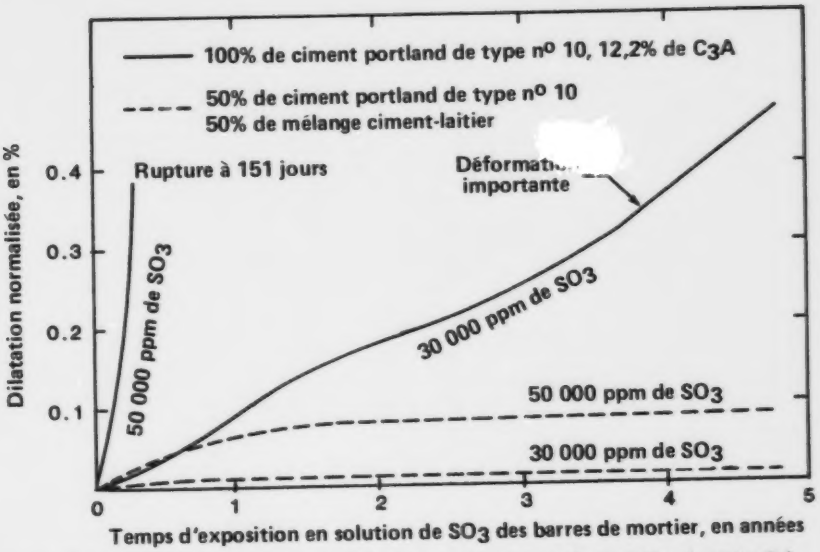


Figure 2.3 — Comparaison de la dilatation de barres de mortier à maturité (25 × 25 × 250 mm) placées dans des solutions de Na_2SO_4 à 3 000, et à 50 000 ppm de SO_3 (9)

Les résultats d'études récemment menées par Frearson (11) confirment que les ciments portland ordinaires ainsi que les mélanges de ciment portland ordinaire et de ciment résistant aux sulfates à faible teneur en laitier granulé présentent une résistance aux sulfates inférieure. Cette résistance augmentait en fonction de la teneur en laitier granulé, et un mortier renfermant 70 % de laitier affichait une résistance supérieure à celle des mortiers renfermant des ciments portland résistants aux sulfates. De plus, l'effet de la teneur en laitier sur la résistance aux sulfates s'est révélée plus importante que le rapport eau/ciment dans l'éventail des matériaux faisant l'objet de cette étude (se reporter aux figures 2.4 et 2.5).

Selon Ludwig (12), les ciments présentant une résistance aux sulfates sont les suivants :

— le ciment portland dont la teneur en C_3A est égale ou inférieure à 3 % du poids de ciment.

— le ciment au laitier dont la teneur en laitier est égale ou supérieure à 70 %; et

— les ciments non normalisés tels les ciments riches en alumine et les ciments sursulfatés.

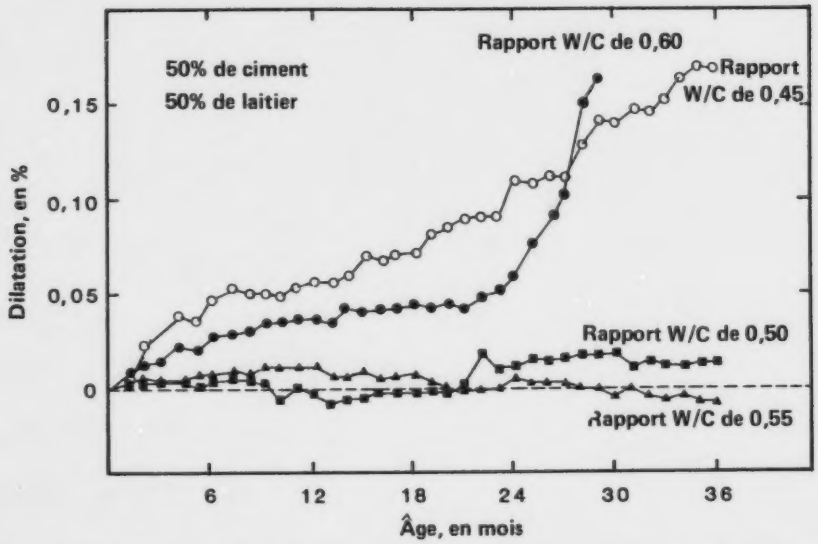


Figure 2.4 — Dilatation de prismes de mortier renfermant 50 % de ciment portland ordinaire et 50 % de laitier de type "A" (11)

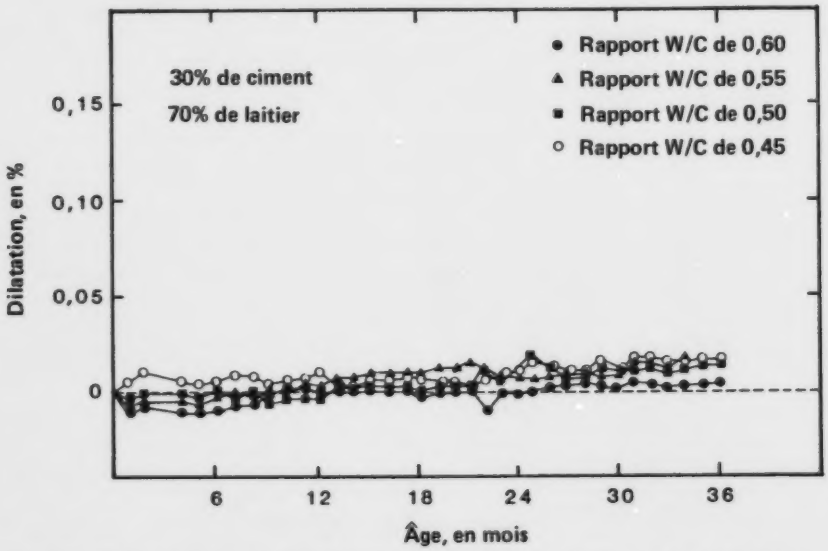


Figure 2.5— Dilatation de prismes de mortier renfermant 30 % de ciment portland ordinaire et 70 % de laitier de type "A" (11)

Ludwig (12) a affirmé que la résistance aux sulfates élevée des ciments portland spéciaux et des ciments au laitier utilisés dans la fabrication des bétons denses est attribuable aux phénomènes simultanés de la pénétration d'ions sulfate et du lessivage de la chaux hydratée du calcaire à ciment, provoquant une réduction du pH et de la teneur en portlandite.

Bakker (13) a découvert que les bétons au laitier renfermant une teneur élevée en laitier affichent une résistance aux sulfates accrue parce qu'ils sont peu perméables aux divers ions et à l'eau, comme l'illustrent les valeurs du coefficient de diffusion indiquées au tableau 2.2.

Hogan et Meusel (10) ont fait état d'une étude menée par Mather (14), dans laquelle celui-ci utilisait l'essai sur barres de mortier maigre conçu par Wolochow (15). Mather a affirmé que cette méthode reproduit l'exposition aux sulfates naturels, au cours de laquelle le ciment ou le mélange ciment- laitier est très hydraté avant que les sulfates n'atteignent l'intérieur de la pâte. La figure 2.6 illustre l'amélioration marquée de la résistance aux sulfates, exprimée ici en termes de dilatation, des mortiers mélangés en comparaison de celle des mortiers témoins. Les résultats d'une étude menée par Hogan et Meusel (10) sur un ciment portland et sur trois ciments à diverses teneurs en laitier indiquent que l'augmentation de la résistance aux sulfates est fonction de celle de la proportion de laitier utilisée en remplacement du ciment portland (se reporter aux figures 2.7 et 2.8). Selon les données obtenues avec cette méthode d'essai, des mélanges de ciment de type II et de laitier granulé utilisé en remplacement de 40 à 60 % du ciment donnent des mélanges présentant une résistance aux sulfates supérieure.

L'utilisation du laitier granulé en quantité suffisante se traduit par plusieurs changements qui améliorent la résistance aux sulfates. Ces changements sont les suivants :

— La teneur en C_3A du mélange est réduite en proportion du pourcentage de laitier utilisé. Lea (16) a toutefois affirmé que l'augmentation de la résistance aux sulfates est fonction non seulement de la teneur en C_3A du ciment portland seul, mais aussi de la teneur en Al_2O_3 du laitier granulé. Il a de plus signalé que la résistance aux sulfates augmentait lorsque la teneur en alumine du laitier était inférieure à 11 %, quelle que soit la teneur en C_3A du ciment portland, pour les mélanges renfermant de 20 à 50 % de laitier granulé.

— Le milieu propice à la formation d'ettringite est réduit lorsque le $Ca(OH)_2$ soluble est réduit au cours de la formation des silicates de calcium hydratés (SCH).

Tableau 2.2 — Coefficient de diffusion des ions Na, K et Cl dans des pâtes pures et mortiers durcis faits de ciment portland (OPC) et de ciment au laitier (BFC) après des périodes de durcissement variées*

Ion diffusé	Période de durcissement, en jours	W/C	D_m (10^{-8} cm^2/s)		Teneur en laitier
			OPC	BFC	
Na+	3	0,50	7,02	1,44	75
	14	0,50	2,38	0,10	75
	28	0,55	1,47	0,05	60
	28	0,60	3,18	0,05	60
	28	0,65	4,73	0,06	60
K+	3	0,50	11,38	2,10	75
	14	0,50	3,58	0,21	75
Cl^-	28	0,55	3,57	0,12	60
	28	0,60	6,21	0,23	60
	28	0,65	8,53	0,41	60
	5	0,50	5,08	0,42	75
	103	0,50	2,96	0,04	75
	60	0,50	4,47	0,41	65

*D'après le document de référence n°13.

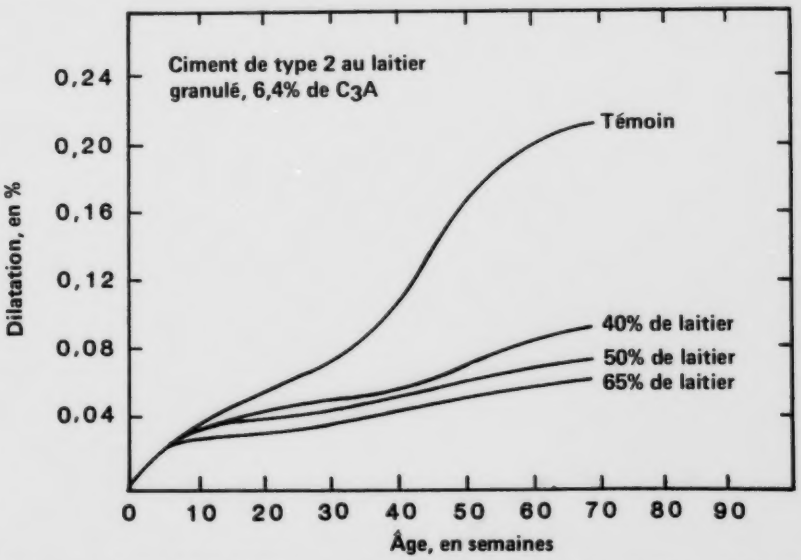


Figure 2.6 — Résistance aux sulfates de barres de mortier : méthode d'essai de Wolochow (ciment portland de type II/I) (10)

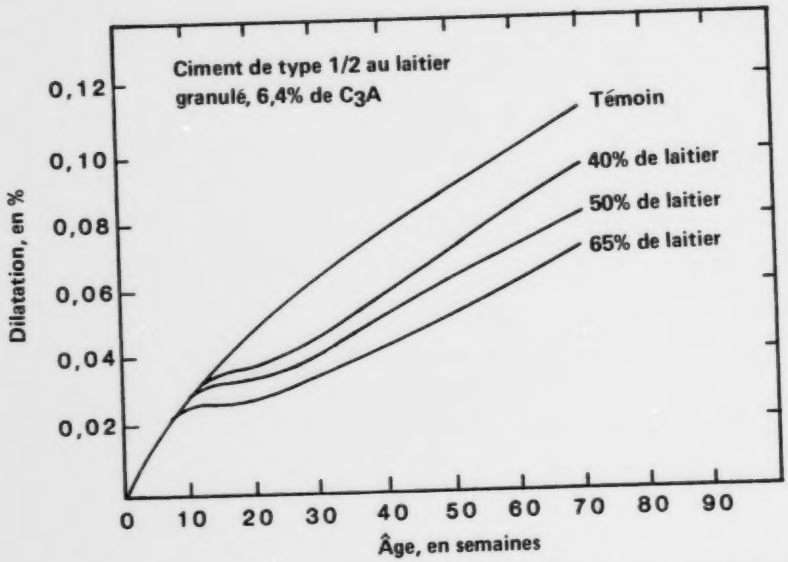


Figure 2.7 — Résistance aux sulfates de barres de mortier : méthodes d'essai de Wolochow (LTS 21 de type II) (10)

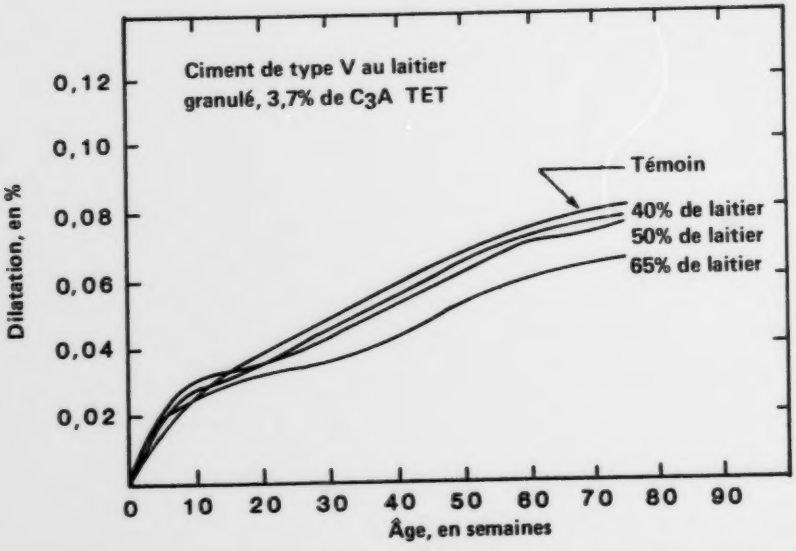


Figure 2.8 — Résistance aux sulfates de barres de mortier : méthode d'essai de Wolochow (LTS 51 de type V) (10)

— La résistance aux sulfates est grandement fonction de la perméabilité du béton ou de la pâte pure (13,17,18). La formation de (SCH) dans les pores, d'ordinaire remplies par des alcalis et du $Ca(OH)_2$, entraîne une réduction de la perméabilité de la pâte et empêche l'intrusion des sulfates agressifs.

Mehta (19) a mis à l'essai des pâtes renfermant des pouzzolanes naturelles, de la cendre de balle de riz et du laitier granulé. La pâte du ciment mélangé contenant 70 % de laitier présentait à 28 jours une excellente résistance aux sulfates. La pâte hydratée présentait très peu de pores de grande taille, bien que la porosité totale (pores supérieurs à 45 Å) de cette pâte était la plus élevée parmi toutes celles qui ont été mises à l'essai. Il y a lieu de croire que la relation directe entre la résistance aux sulfates d'un ciment et la pente du tracé de la répartition de la taille des pores (de 500 à 45 Å), démontre que la présence d'un grand nombre de pores fines est associé à l'augmentation de la résistance aux sulfates du matériau (se reporter à la figure 2.9). Bien que la porosité totale du ciment renfermant 30 % de laitier ait été considérablement inférieure à celle du ciment renfermant 70 % de laitier, le premier n'était pas résistant aux sulfates. En s'appuyant sur les résultats de ces essais, Mehta a suggéré que la résistance chimique des ciments portland mélangés résultait surtout du processus d'affinage des pores, lequel est associé aux réactions pouzzolaniques mettant en jeu la transformation du $Ca(OH)_2$.

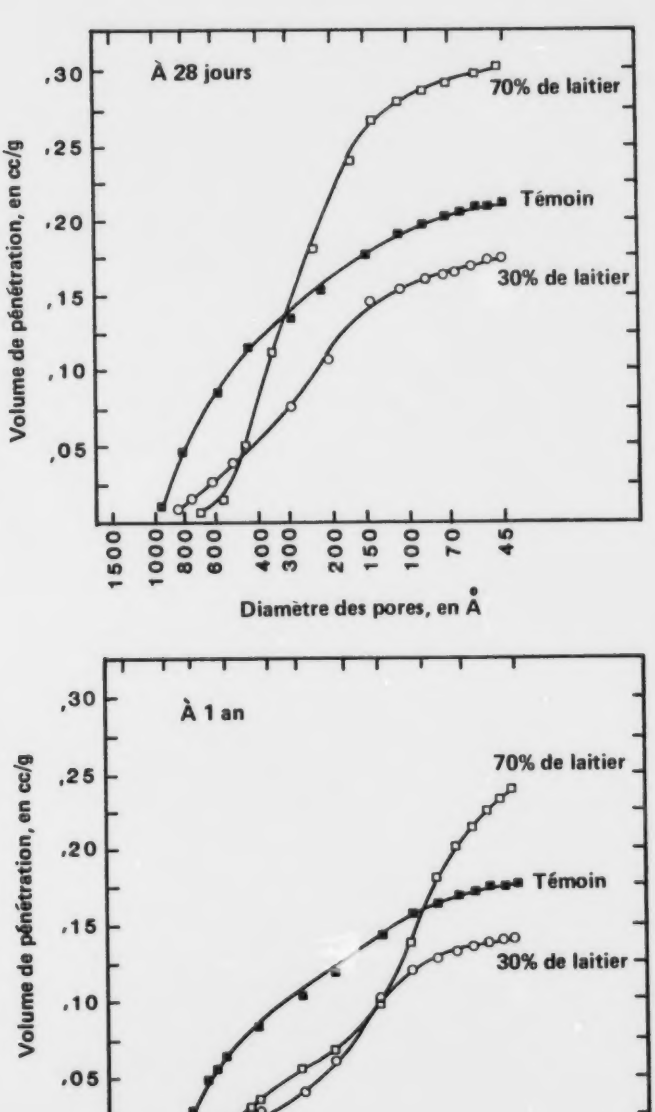


Figure 2.9 — Répartition de la taille des pores pour des ciments hydratés renfermant 30 ou 70 % de laitier granulé (19)

3. RÉSISTANCE À L'EAU DE MER

L'eau de mer contient des sulfates et elle attaque aussi le béton. En plus de l'action chimique, la cristallisation des sels dans les pores du béton peut entraîner des ruptures attribuables à la pression exercée par suite de la formation des cristaux.

Puisque la cristallisation s'effectue au point d'évaporation de l'eau, seul le béton situé au-dessus du niveau de l'eau de mer subit ce type d'attaque. La solution saline s'élève dans le béton par capillarité et cette attaque ne se produit donc que si l'eau peut pénétrer dans le béton. Par conséquent, la perméabilité revêt une très grande importance à cet égard. Du béton soumis tour à tour au mouillage et au séchage est grandement attaqué, tandis que du béton complètement immergé l'est beaucoup moins. La progression de l'érosion par l'eau de mer est ralentie lorsque les pores du béton sont bloqués par des dépôts de $Mg(OH)_2$.

Le gel, le choc des vagues et l'abrasion se combinent dans certains cas à l'action de l'eau de mer, et le béton s'en trouve encore plus endommagé.

L'effet sur le béton des sulfates dans l'eau de mer est assez semblable à celui de l'eau des sols sulfatés, mais le béton ne subit dans le premier cas aucune dilatation. Ce phénomène est en partie attribuable à la présence dans l'eau de mer d'une grande quantité de chlorures qui empêchent la dilatation; étant plus solubles dans une solution chlorée que dans l'eau, le gypse et le sel de Candlot ne s'y forment pas, ou alors ils sont lessivés par l'eau de mer.

Lorsqu'il s'agit de béton armé, les sels absorbés établissent des points cathodiques et anodiques : l'action électrolytique résultante entraîne une accumulation de corrosion sur l'acier et, par conséquent, une rupture du béton avoisinant. L'eau de mer endommage donc plus gravement le béton armé que le béton non armé. Une bonne compaction du béton et une grande qualité d'exécution, surtout dans la construction des joints, sont particulièrement importantes, tout comme l'est le rendement du ciment. On notera que les ciments riches en alumine, les ciments résistant aux sulfates, les ciments portland-laitier et les ciments portland-pouzzolane donnent de bons résultats (20).

Regourd et ses collaborateurs (21) ont étudié des cubes de mortier qui avaient été exposés à l'eau de mer depuis 1904 au port de la Rochelle. Ils ont conclu que tous les ciments portland au laitier présentant une teneur en laitier supérieure à 60 % avaient un bon rendement dans l'eau de mer.

Dans les ciments à teneur inférieure en laitier, le $MgSO_4$ réagit avec le $Ca(OH)_2$ provenant de l'hydratation du C_3S et du C_2S et se trans-

forme en gypse. Ce dernier réagit avec les aluminates pour produire de l'ettringite expansive.

Mehta (3), appuie pour sa part l'idée que la détérioration du béton par l'eau de mer n'est pas caractérisée par la dilatation, mais plutôt que le béton se détériore par l'érosion ou la perte d'éléments solides de sa masse. Selon Mehta, la dilatation de l'ettringite est éliminée dans des milieux où des ions Cl^- remplacent les ions $(OH)^-$

En présence d'eau de mer, les bétons riches en laitiers granulés ou en pouzzolane soumis à une conservation appropriée offrent d'ordinaire un meilleur rendement que les bétons témoins ne renfermant que du ciment portland, ce qui s'explique en partie par le fait que les premiers contiennent moins de $Ca(OH)_2$ non combiné après la cure. La quantité de CO_2 d'habitude présente dans l'eau de mer est suffisante pour décomposer les liants des bétons perméables. La présence de silico-carbonate de calcium (thaumasite), de carboaluminate de calcium hydraté (hydrocalumite) et de carbonate de calcium (aragonite) a été signalée dans des pâtes pures provenant de bétons endommagés par suite de longues périodes d'exposition à l'eau de mer.

D'après Guyot et ses collaborateurs (22), un ciment portland renfermant 15 % de laitier se comportait de façon similaire à un ciment conforme aux exigences des normes françaises pour la tenue en service en eau de mer (ciment correspondant au type II de l'ASTM). Les ciments à teneur élevée en laitier donnèrent un bon rendement, et on a établi une bonne corrélation entre la résistance résiduelle et la teneur en laitier (se reporter à la figure 3.1). Bien qu'on ait examiné un grand nombre de ciments présentant un large éventail de teneurs en C_3A, l'effet du C_3A n'a pu être observé (se reporter à la figure 3.2).

Le Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie (CANMET), d'Énergie, Mines et Ressources Canada, a publié récemment les résultats d'une étude à long terme portant sur la durabilité en milieu marin du béton de ciment portland renfermant du laitier, des cendres volantes, des fumées de silice et des superplastifiants. Treat Island (Maine) station d'exposition en plein air exploitée par le Corps of Engineers des États-Unis, a été choisi comme milieu marin pour les besoins de cette étude. Du laitier réduit en boulettes provenant d'une usine de Hamilton a été utilisé dans le cadre de recherches menées en 1978, 1979 et 1980. On a employé du laitier granulé provenant d'une usine située à Sparrows Point (New York) dans le cadre d'études effectuées en 1982. Les cotes d'évaluation visuelle ont été classées selon l'échelle illustrée à la figure 3.3.

Des prismes de béton à air entraîné exposés en 1978, présentant un rapport W/(C + S) de 0,60 et une teneur en laitier réduit en boulettes de 65 % ont commencé à afficher une détérioration grave après sept années d'exposition et ont reçu une cote d'évaluation visuelle de 4.

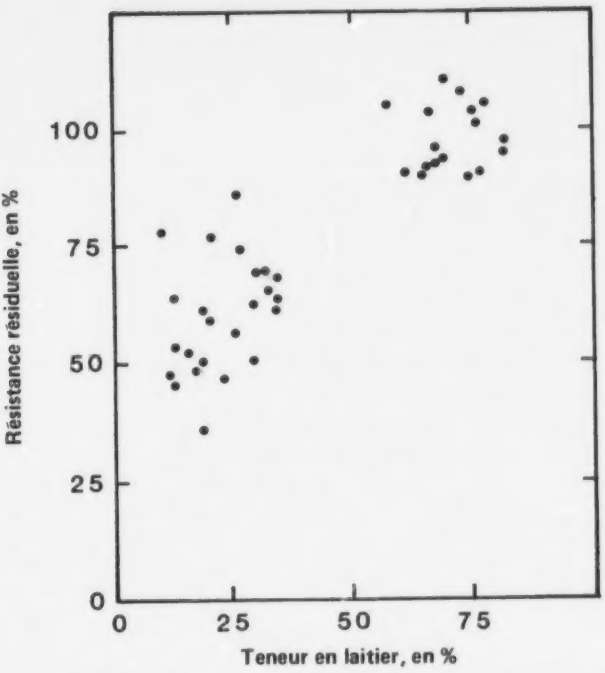


Figure 3.1 — Effet du laitier sur des éléments de ciment immergés dans de l'eau de mer (22)

Cette détérioration laisse entendre que des prismes de béton à haute teneur en laitier présentant un rapport W/(C + S) de 0,60, même avec des agents entraîneurs d'air, ne possèdent peut-être pas la résistance inhérente nécessaire à une durabilité à long terme lorsqu'ils sont exposés aux conditions de Treat Island. L'augmentation de la détérioration en surface de tous les prismes mis à l'essai est proportionnelle à l'augmentation du rapport eau/liants et à celle du pourcentage de remplacement du ciment par du laitier. Des prismes ayant un rapport W/(C + BFS) de 0,40 (où BFS représente le laitier) et renfermant 65 % de laitier ne subissent presque pas de détérioration en surface et on leur attribue une cote d'évaluation visuelle de 1. Des prismes de béton renfermant 80 % de laitier granulé en remplacement de ciment présentent un état satisfaisant après trois années d'exposition, et leur cote d'évaluation visuelle est inférieure à 1 quel que soit le rapport eau/liants. Il n'est pas possible d'établir de comparaison directe entre le laitier réduit en boulettes et le laitier granulé en raison du trop court laps de temps d'exposition.

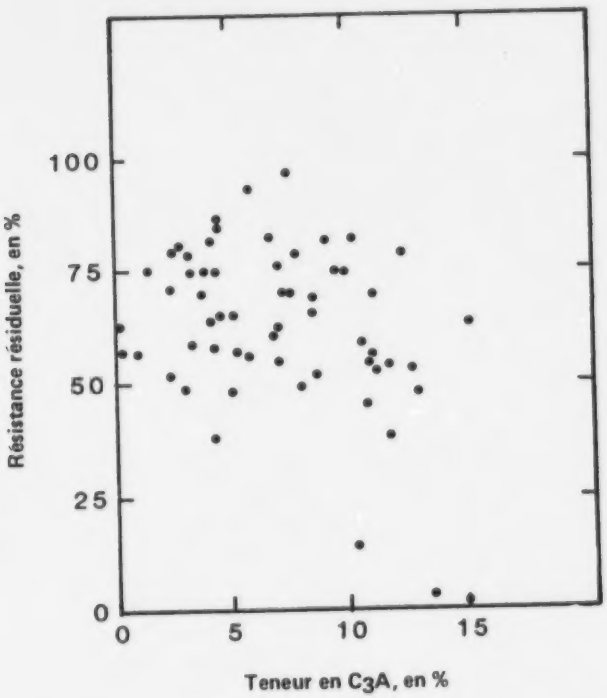


Figure 3.2 — Effet du C_3A sur des éléments de ciment immergés dans de l'eau de mer (22)

i) Cote 0 : moins de 15 granulats sont exposés

ii) Cote 1 : plus de 15 granulats sont exposés

iii) Cote 2 : 50 % des granulats situés immédiatement sous la surface sont exposés

iv) Cote 3 : 80 % des granulats de surface sont exposés

v) Cote 4 : Les granulats de surface sont exposés sur plus de 20 % de leur périmètre

vi) Cote 5 : 90 % des granulats de surface sont exposés sur plus de la moitié de leur périmètre

vii) Cote 6 : il reste 95 % du volume initial de l'échantillon

viii) Cote 7 : il reste 80 % du volume initial de l'échantillon

ix) Cote 8 : il reste 50 % du volume initial de l'échantillon

x) Cote 9 : il reste 20 % du volume initial de l'échantillon

xi) Cote 10 : Échantillon désintégré

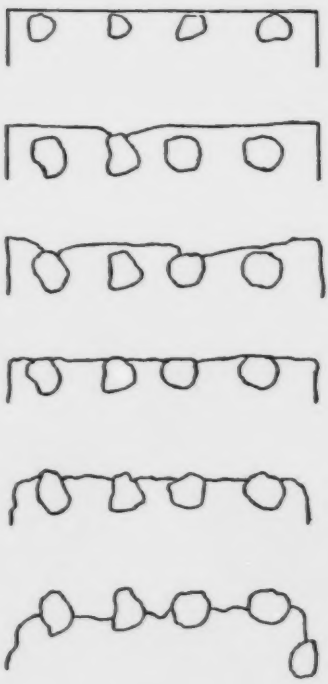


Figure 3.3 — Méthode d'évaluation visuelle des échantillons d'essais en prismes évalués à Treat Island

4. RÉDUCTION DE LA DILATATION DUE À LA RÉACTION ALCALI-SILICE

Il est préférable d'employer des ciments au laitier plutôt que des ciments portland dans le béton renfermant des granulats siliceux réactifs, parce que les ciments portland sont riches en alcalis (24). Smolczyk (25) a mis à l'essai 30 types différents de ciments mélangés à du verre de pyrex broyé, et il a conclu que la dilatation résultant de la réaction alcali-silice diminue lorqu'il y a augmentation de la teneur en laitier granulé. Un ajout de 70 % de laitier à du ciment portland peut hausser de 0,6 à 2 % la limite reconnue de Na_2O sans risque de dégradation du béton. Calleja (26) a affirmé que dans les cas où il est possible qu'une dilatation se produise en raison de l'emploi de granulats siliceux vulnérables, les ciments portland, qu'ils soient riches ou pauvres en alcalis, ne consituent pas les meilleurs matériaux à utiliser pour fabriquer des bétons qui ne seront pas endommagés par la dilatation. Les ciments au laitier et les ciments aux pouzzolanes semblent plus appropriés, en partie parce qu'ils permettent une teneur totale en alcalis plus élevée dans le clinker, conformément aux dispositions de la plupart des normes.

Quelques chercheurs (25) ont expliqué le comportement bénéfique des ciments au laitier par leur capacité de fixer les ions sodium au cours de la réaction alcali-granulat. Smolczyk (27) a aussi découvert que les ions alcalins sont libérés dans la solution interstitielle. Le laitier de haut-fourneau entraîne une diminution de la perméabilité du béton aux ions et à l'eau.

$$SiO_2 + 2NaOH \xrightarrow{H_2O} Na_2SiO_3 \cdot nH_2O$$

Le Na^+ réagit avec des composés, tel le SiO_2, pratiquement insolubles dans l'eau. Le taux de déplacement des ions vers les composés insolubles dans un milieu poreux constitue un important élément de la réaction. Kondo et ses collaborateurs (7) ont déterminé le coefficient de diffusion de mortiers de ciment portland et de mortiers au laitier granulé. Ils en ont conclu que la diffusion des ions dans le mortier au laitier était après trois mois 75 fois inférieure à celle des ions dans le mortier de ciment portland. Ces résultats sont corroborés par d'autres chercheurs qui ont calculé les coefficients de diffusion d'après des mesures effectuées sur des échantillons de pâte pure et de mortier de ciment portland durcis (se reporter au tableau 2.2).

Des recherches menées à l'Institut de recherche sur le béton de Hollande et par d'autres chercheurs (27) confirment que la résistance élevée à la réaction alcali-silice est attribuable à la faible perméabilité de ces bétons aux différents ions et à l'eau (28). Cette faible perméabilité est due non seulement à la quantité de gel formé, mais aussi à l'emplacement de précipitation du gel, c'est-à-dire que ce gel peut obstruer un

pore lorsque les grains de ciment portland et ceux de laitier sont rapprochés les uns des autres.

La réactivité virtuelle alcali-granulat pour des combinaisons de ciment portland et de laitier granulé a été étudiée par Hogan et Meusel (10) suivant la méthode d'essai C227 de l'ASTM; ils ont utilisé comme granulat du verre de pyrex, reconnu pour sa réactivité élevée (figure 4.1). Les données révèlent que les barres de mortier faites de mélanges laitier-ciment et de verre de pyrex ont subi une dilatation bien inférieure à celle des barres de ciment portland seul. Le ciment utilisé pour ces essais présentait une teneur en alcalis équivalente à 0,51 % d'oxyde de sodium, conformément aux exigences de la norme C 150 de l'ASTM en ce qui a trait aux ciments portland pauvres en alcalis. Les résultats de ces essais indiquent que le remplacement de ciment riche en alcalis par du laitier entraîne une réduction de la dilatation attribuable à la réactivité alcali-granulat.

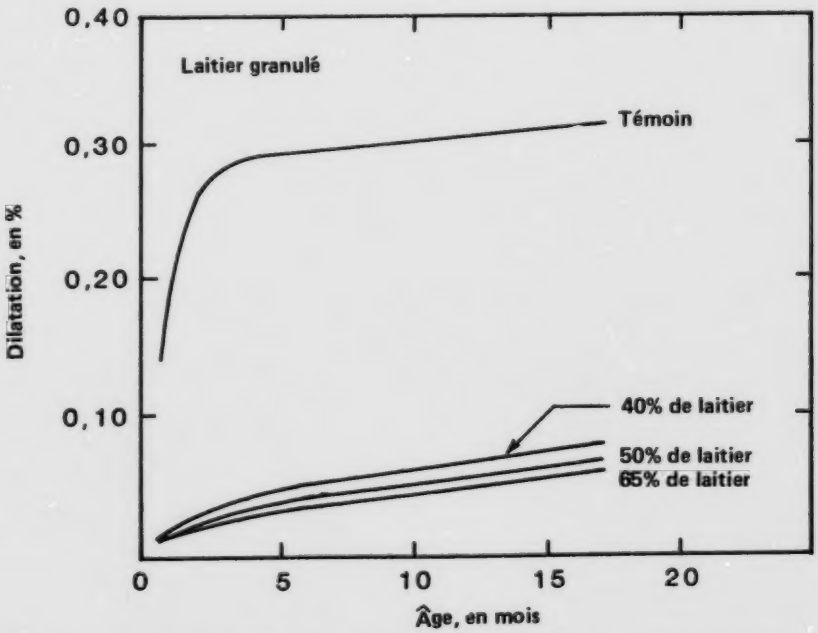


Figure 4.1 — Réactivité alcali-granulat virtuelle de mélanges renfermant diverses teneurs en laitier, obtenue selon la méthode d'essai C 227 de l'ASTM (10)

Mather (14) avait déjà fait état de la suppression de la réaction alcali-granulat obtenue par l'ajout de laitier. Selon lui la limite en alcalis pour les ciments portland au laitier pouvait atteindre une valeur correspondante à 1,20 % de Na_2O pour les ciments portland seuls.

Ludwig (12) a procédé à une étude avec trois laitiers granulés différents qui remplaçaient 35 % du poids de ciment, ce qui a entraîné une réduction de moitié de la dilatation. On n'a pu établir aucune corrélation entre cet effet et la teneur en alcalis des laitiers utilisés. Lorsque les laitiers remplaçaient 65 % du poids de ciment portland, aucune dilatation n'a été observée, même après deux années de conservation en milieu humide. Mehta (29) a toutefois démontré que des ciments de type IS renfermant environ 30 % de laitier granulé se sont comportés de façon très différente en regard de la réactivité alcali-silice lorsqu'ils ont été

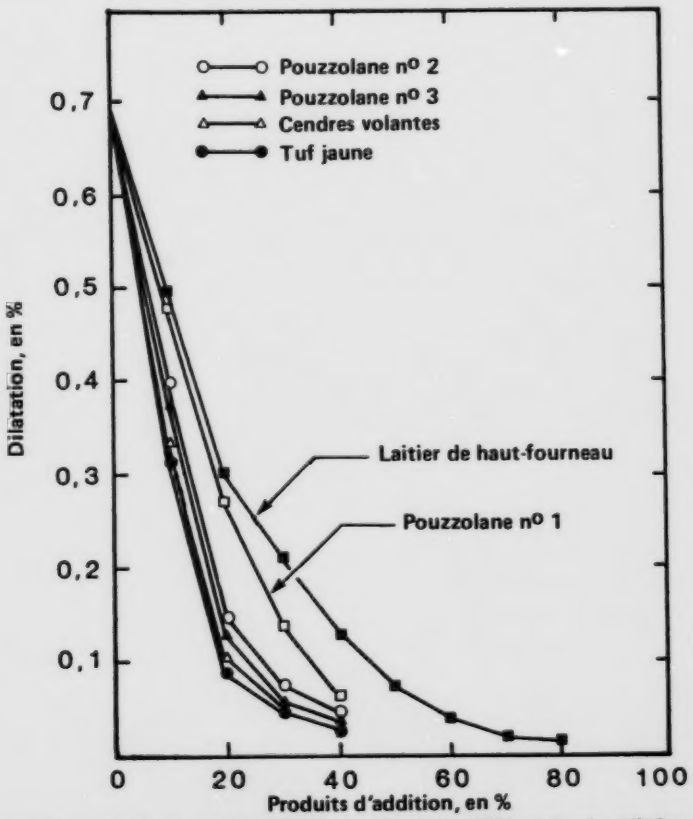


Figure 4.2 — Effet de remplacements partiels différents du clinker portland par divers produits d'addition sur la dilatation du mortier, résultant des réactions alcali-granulat, après une période de deux ans (30)

étudiés selon la méthode du verre de borosilicate [ASTM C 441-69(78)]; ces résultats prouvent que l'emploi de ciment au laitier combiné à des granulats contenant de la silice réactive ne se révèle pas toujours sûr.

Ludwig (12) a récemment examiné les effets du remplacement d'une partie du clinker portland par des pouzzolanes, du tuf zéolitique en poudre, du laitier de haut-fourneau et des cendres volantes, sur la réduction à son minimum du phénomène de la dilatation attribuable à la réaction alcali-granulat. On a préparé une série de ciments mélangés selon différents taux de remplacement d'une partie du clinker et renfermant divers produits d'addition, en utilisant le même clinker portland qui présentait une teneur équivalente à 1,32 % de Na_2O. Leur réactivité aux alcalis virtuelle a été mise à l'essai pendant une période allant jusqu'à deux ans, selon la norme C 441-81 de l'ASTM; la dilatation a été mesurée dans des barres dant le mortier avait été préparé et mélangé selon la norme C 227-81 de l'ASTM. Ludwig (12) a démontré que tous ces produits, en proportions appropriées, neutralisent le phénomène de dilatation. On peut observer à la figure 4.2 (30) que la dilatation du mortier de ciment portland est neutralisée lorsque des pouzzolanes sont utilisées en remplacement de 20 à 40 % du ciment, tandis que les mêmes résultats sont obtenus avec des mélanges renfermant de 20 à 70 % de laitier granulé. Pour arriver à neutraliser la dilatation attribuable à la réaction alcali-granulat, il faut que le choix du type de produit ajouté et de la quantité employée soient rigoureusement en corrélation avec leurs effets respectifs sur les propriétés de résistance du ciment obtenu.

Yamamoto et ses collaborateurs (31) ont étudié les réactions d'alcalis et de plusieurs types de laitier selon la méthode chimique (ASTM C 289) et la méthode sur barres de mortier (ASTM C 227). Ils ont signalé les effets bénéfiques de la réduction de la dilatation attribuable à la réactivité aux alcalis au moyen de l'utilisation de laitier granulé soit comme granulat, soit comme adjuvant liant dans le béton. Au cours de l'essai chimique, le granulat de laitier granulé a absorbé des quantités considérables de solution de NaOH, tandis que le composé chimique de la portion de solution restante a subi peu de modifications, ou est demeuré plutôt neutre. Ils ont étudié le mécanisme de l'action du laitier granulé dans la réduction de la dilatation et ont mené des essais afin de déterminer si l'efficacité des matériaux hydrauliques latents dépendait d'une action similaire à celle des pouzzolanes.

5. RÉSISTANCE AUX CYCLES DE GEL-DÉGEL RÉPÉTÉS

On fait état de nombreuses études où du laitier granulé a été utilisé en remplacement d'une partie du ciment portland dans des échantillons de béton soumis à des cycles de gel-dégel répétés. Les résultats de ces études indiquent que la résistance au gel et au dégel dans l'eau (selon la méthode A de l'ASTM, C 666) de mortiers ou de bétons renfermant un mélange laitier granulé-ciment portland correspondait en principe à celle des mélanges de ciments de type I et de type II, (32,33,34) pourvu que l'on ajoute au béton un entraîneur d'air.

Hogan et Meusel (10) ont plus récemment examiné la résistance au gel-dégel d'échantillons coulés en béton à air entraîné renfermant 50 % de laitier en remplacement de ciment portland, et d'un béton témoin ne renfermant que du ciment portland. Ces échantillons ont été conservés en atmosphère humide pendant 14 jours, puis ils ont été placés dans une salle d'essais de gel-dégel. Les essais ont été effectués selon la méthode A de la norme C 666 de l'ASTM (tableau 5.1). Bien qu'une différence mesurable ait été observée entre les facteurs de durabilité des deux bétons après 301 cycles de gel-dégel, ces deux bétons ont été jugés résistant au gel, malgré la différence de perte de poids et la dilatation négligeable des échantillons.

Tableau 5.1 — Résistance aux cycles gel-dégel répétés*

	Témoin	50 % de laitier et 50 % de ciment
Lot	614	614
W/C	0,56	0,56
Teneur en air, en % (pression)	5,5	6,0
Affaissement, en mm**	82,6	82,6
Teneur en kg/m^3	149	149
Teneur en ciment et en laitier, en kg/m^3	268	269
Poids unitaire en kg/m^3	2336	2326
Modification des propriétés suivantes après 301 cycles de gel-dégel :		
Dilatation, en %	+0,010	+0,026
Poids, en %	−3,25	−2,42
Facteur de durabilité	98	89 facteur de durabilité relative = 91

*D'aprés le document de référence n°10.
**1 po = 25,4 mm, 1 lb/v^3 = 0,59 kg/m^3 et 1 lb/pi^3 = 16 kg/m^3.

Malhotra (35) a fait état des résultats d'essais menés à l'aide d'un appareil automatique pouvant créer huit cycles de gel-dégel par jour (selon

la méthode B de la norme C 666 de l'ASTM). Le pourcentage de laitier utilisé en remplacement de ciment portland normal se situait entre 25 et 65 % du poids de ciment. Les mesures initiales ont été prises à 14 jours. Puis, deux échantillons ont été placés dans l'appareil de gel-dégel, et deux échantillons semblables ont été conservés en atmosphère humide pour servir de témoin. Les échantillons ont été soumis à un examen visuel après 50 cycles de gel-dégel. Après chaque période de 100 cycles environ, les échantillons ont été mesurés, pesés, et mis à l'essai selon les méthodes de la fréquence de résonance et de la vitesse d'impulsion à ultra-sons; on a mis fin à ces essais après 700 cycles de gel-dégel. La durabilité des prismes de béton exposés a été déterminée d'après le poids, la longueur, la fréquence de résonance et la vitesse d'impulsion des échantillons avant et après l'exposition aux cycles de gel-dégel; on a ensuite calculé les facteurs de durabilité relative (norme C 666 de l'ASTM). Les résultats de ces essais (tableau 5.2) indiquent que ces échantillons présentaient un rendement excellent en regard de la résistance au gel-dégel et affichaient un facteur de durabilité relative supérieur à 91 % et ce, quel que soit le rapport W/(C + S) et que l'on ait ajouté au béton un agent entraîneur d'air seul ou un agent entraîneur d'air et un superplastifiant. Un certain écart de ce comportement est justifié par le fait que les échantillons prismatiques renfermant du laitier ont été exposés aux cycles de gel-dégel au même âge, plutôt qu'à une même résistance à la compression par rapport aux échantillons témoins.

Virtanen (36) a étudié l'effet des adjuvants minéraux sur les propriétés du béton frais et du béton durci. Les résultats de cette étude ont mené aux conclusions suivantes :

— en ce qui a trait aux essais de gel-dégel, des bétons au laitier, aux cendres volantes ou aux fumées de silice condensées, ne renfermant pas d'agent entraîneur d'air, affichent des résultats inférieurs à ceux du béton de ciment portland; et

— du béton à air entraîné, au laitier, aux cendres volantes ou aux fumées de silice condensées est plus résistant au gel que les bétons de ciment portland correspondants.

Les résultats ont aussi démontré que des bétons au laitier et des bétons aux fumées de silice condensées présentent une résistance au gel et au dégel supérieure à celle des bétons aux cendres volantes ou de ciment portland correspondants. On a de plus signalé que la teneur en air influait le plus sur la résistance au gel et au dégel d'un béton. Cette résistance peut être légèrement accrue par l'ajout de laitier, pourvu que la résistance à la compression et la teneur en air soient maintenues constantes.

Tableau 5.2 — Résumé des résultats d'essais de gel-dégel pour des bétons de Séries B et D†

Série de mélanges	W/(C + S)*	Type de mélange	Résumé des résultats d'essais de gel-dégel — Avant le 1er cycle — Poids, en kg	Avant le 1er cycle — Longueur**, en mm	Avant le 1er cycle — Fréquence de résonance longitudinale, en Hz	Avant le 1er cycle — Vitesse d'impulsion, en m/s	Après 700 cycles — Poids, en kg	Après 700 cycles — Longueur, en mm	Après 700 cycles — Fréquence de résonance longitudinale, en Hz	Après 700 cycles — Vitesse d'impulsion, en m/s	Facteur de durabilité, en %	Facteur de durabilité relative, en %
B	0,38	Témoin + AEA	8,703	2,89	5 150	4 717	8,693	2,90	5 200	4 747	102	100
		Témoin + AEA + SP	8,499	2,70	5 150	4 684	8,486	2,72	5 138	4 661	99	97
		25 % de laitier + AEA	8,697	3,00	5 300	4 788	8,673	3,05	5 225	4 788	97	95
		25 % de laitier + AEA + SP	8,540	2,96	5 125	4 684	8,517	3,01	5 100	4 656	99	97
		65 % de laitier + AEA	8,622	2,74	5 140	4 684	8,626	2,91	4 950	4 568	93	91
		65 % de laitier + AEA + SP	8,302	1,59	5 025	4 589	8,302	1,68	4 875	4 531	94	92
D	0,56	Témoin + AEA	8,331	2,56	5 000	4 568	8,299	2,56	5 010	4 600	100	—
		Témoin + AEA + SP	8,443	2,76	4 980	4 568	8,394	2,76	4 980	4 504	100	100
		25 % de laitier + AEA	8,451	2,85	5 000	4 573	8,416	2,88	5 000	4 606	100	100
		25 % de laitier + AEA + SP	8,544	2,83	5 040	4 639	8,483	2,91	5 050	4 622	100	100
		65 % de laitier + AEA	8,465	2,61	4 950	4 546	***	2,88	***	***	—	59
		65 % de laitier + AEA + SP	8,471	2,52	4 930	4 563	***	2,75	***	***	70	

†D'après le document de référence n°35.

*Rapport eau/(ciment + laitier)

**Une longueur de 345 mm doit être ajoutée à cette valeur pour obtenir la longueur exacte.

***La rupture des échantillons prismatiques s'est produit après 533 cycles de gel-dégel lorsque la fréquence de résonance était de 3840 Hz.

****La rupture des échantillons prismatiques s'est produit après 450 cycles de gel-dégel lorsque la fréquence de résonance était de 4150 Hz.

Pigeon et Regourd (37) ont étudié la résistance au gel-dégel de ciments mélangés présentant diverses teneurs en laitier granulé. Ils ont conclu que le bon rendement observé dans le cas des ciments au laitier résultait de la structure dense et uniforme des pâtes hydratées et de l'affinage des pores. La résistance au gel-dégel a été évaluée selon la variation de la longueur, de la masse et du module d'élasticité pendant la cure et les cycles de gel-dégel (tableaux 5.3, 5.4 et 5.5).

Nakamura et ses collaborateurs (38) ont démontré qu'un béton présentant une résistance élevée à la pénétration des chlorures ainsi qu'au gel et au dégel peut être obtenu lorsqu'on utilise des fines de laitier.

Tableau 5.3 — Variations de la longueur d'échantillons pendant la cure et les cycles de gel-dégel*

Mélange	$\bar{L}$ (longueur, en μm)	Variation de longueur (10^{-6}m/m)**				
		Après 28 jours de cure	Après 70 cycles	Après 140 cycles	Après 230 cycles	Après 510 cycles
CPA 1	53	+119	−36	−83	−71	−48
CPA 2	103	+107	−36	−83	−36	−18
CPA 3	432	+107	−36	−83	−83	−48
CPA 4	443	+107	0	−60	−24	0
CPA 5	338	+107	−24	−60	−48	−48
CPA 6	367	+107	0	−36	−36	+24
CPJ 1	55	+119	−24	−60	−60	−36
CPJ 2	138	+83	0	−36	−36	−36
CPJ 3	529	+95	0	−60	−71	−83
CPJ 4	730	+107	+12	0	−24	−18
CPJ 5	679	+119	+36	+24	0	+48
CPJ 6	484	+95	+24	0	−12	+24
CHF 1	50	+119	+36	+12	0	+95
CHF 2	118	+83	+36	+36	+12	+54
CHF 3	780	+83	+12	−24	−36	+12
CHF 4	964	+48	0	−24	−36	+71
CHF 5	663	+60	0	0	+36	+333
CHF 6	696	+60	+12	0	+36	+226

*D'après le document de référence n°37.
**Chaque valeur est la moyenne des résultats obtenus par mesurage des trois prismes (70 × 70 × 280 mm).

Tableau 5.4 — Variations de la masse des échantillons pendant la cure et les cycles de gel-dégel*

Mélange	$\bar{L}$ (longueur, en μm)	Masse** au 1er jour d'essai, en g	Variation de la masse, en g				
			Après 28 jours de cure	Après 70 cycles	Après 140 cycles	Après 230 cycles	Après 510 cycles
CPA 1	53	2705	+50	−7	−7	−7	−4
CPA 2	103	2846	+46	−8	−8	−8	−7
CPA 3	432	3043	+49	−9	−9	−10	−14
CPA 4	443	3150	+49	−6	−6	−7	−5
CPA 5	338	3161	+42	−6	−6	−8	−13
CPA 6	367	3160	+43	−6	−7	−9	−11
CPJ 1	55	2722	+60	−15	−16	−19	−24
CPJ 2	138	2967	+51	−14	−14	−15	−19
CPJ 3	529	3192	+52	−9	−10	−11	−15
CPJ 4	730	3165	+45	−7	−8	−10	−19
CPJ 5	679	3162	+44	−5	−7	−12	−27
CPJ 6	484	3153	+45	−8	−10	−13	−24
CHF 1	50	2751	+60	−12	−13	−17	−27
CHF 2	118	2959	+42	−9	−12	−15	−19
CHF 3	780	3183	+37	−3	−3	−5	−6
CHF 4	964	3193	+31	−5	−7	−10	−15
CHF 5	663	3171	+30	−4	−6	−7	−15
CHF 6	696	3155	+31	−4	−6	−9	−15

*D'après le document de référence n°37.

**Chaque valeur est la moyenne des résultats obtenus par mesurage des trois prismes (70 × 70 × 280 mm).

Tableau 5.5 — Variations du module d'élasticité d'échantillons pendant la cure et les cycles de gel-dégel*

Mélange	$\bar{L}$ (longueur, en μm)	Module d'élasticité (en MPa)** E au premier jour d'essai	Après 28 jours de cure	Après 70 cycles	Après 140 cycles	Après 230 cycles	Après 510 cycles
CPA 1	53	13314	23342	23349	23743	23780	24637
CPA 2	103	16817	28408	28147	28351	28923	30022
CPA 3	432	19893	34398	33956	34463	34909	36067
CPA 4	443	23676	37987	37177	37680	38223	39660
CPA 5	338	23176	37385	36625	37227	37282	38773
CPA 6	367	23650	38623	38140	38742	38712	40537
CPJ 1	55	14342	23127	23716	24104	24585	25280
CPJ 2	138	19102	30203	30590	31181	31634	32910
CPJ 3	529	22935	37734	38065	38567	39037	39867
CPJ 4	730	21642	37420	37534	37948	38679	40275
CPJ 5	679	20355	36508	36441	37172	37535	39663
CPJ 6	484	20937	36604	36659	37278	37907	39563
CHF 1	50	9856	23592	23868	24298	24661	26533
CHF 2	118	12448	29306	29105	30061	30346	32665
CHF 3	780	12557	36397	37226	37766	38304	40670
CHF 4	964	16668	36854	37251	38082	38533	40903
CHF 5	663	14313	34350	34754	35579	36104	38230
CHF 6	696	14128	34571	34903	35731	36175	38537

*D'après le document de référence n°37.

**Chaque valeur est la moyenne des résultats obtenus par mesurage des trois prismes (70 × 70 × 280 mm).

6. CARBONATATION

Du béton exposé à l'air laisse s'évaporer une partie de l'eau libre qui se trouve près de la surface. Dans le cadre de cette évaporation, l'eau interstitielle du béton est remplacée par de l'air, ce qui permet au CO_2 de l'atmosphère et aux produits alcalins du béton de réagir ensemble. Ce processus qui prend place entre le CO_2 de l'atmosphère et les produits d'hydratation de la pâte pure de ciment durcie se nomme *carbonatation*. Ces réactions agissent sur les propriétés du béton, et sur les propriétés de protection de l'armature d'acier.

En présence d'une forte concentration d'ions d'hydroxyle, l'acier n'est pas corrodé. Selon Bird (39), cette passivité résulte de la formation d'une pellicule protectrice d'oxyde ferrique gamma à la surface de l'acier. Pour autant que cette pellicule protectrice soit maintenue par un pH élevé et qu'elle ne soit pas attaquée par des substances agressives, l'acier est complètement protégé contre la corrosion. La carbonatation peut entraîner une réduction du pH à un degré déterminé selon la perméabilité du béton. Hamada (40) et Meyer (41) semblent s'accorder sur le fait que la carbonatation s'effectue plus rapidement dans des bétons renfermant du laitier que dans des bétons de ciment portland ordinaire. Cette conclusion a été contestée par Schröder et Smolczyk (42) qui signalent que des essais comparatifs devraient reposer sur l'étude d'échantillons de perméabilité initiale égale plutôt que sur celle d'échantillons du même âge.

D'après Meyer (41), dans un béton compacté à granulats denses et sans adjuvant entraîneur d'air, la progression de la carbonatation est largement fonction du rapport eau/ciment (figure 6.1), du type de ciment utilisé (figures 6.2 et 6.3) et des conditions de conservation (figure 6.4). La profondeur de carbonatation dans un béton et un mortier de 2,5 ans présentant un rapport eau/ciment de 0,60 constitue la valeur de référence et correspond à 100 %; les profondeurs de carbonatation observées sont exprimées en pourcentages par rapport à cette valeur.

Le béton fait de ciment mélangé a affiché des profondeurs de carbonatation supérieures à celles du béton de ciment portland seul. Pour le béton renfermant du laitier, la profondeur de carbonatation s'accroissait selon l'augmentation du pourcentage de laitier. Avec 50 % de laitier de haut-fourneau, la carbonatation était une fois et demie plus profonde que celle du béton de ciment portland, et deux fois plus profonde quand le pourcentage de laitier était porté à 70 %.

Du béton conservé à l'air en permanence subira la plus grande carbonatation. La relation qui existe entre la profondeur de carbonatation et l'âge du béton est une fonction approximativement quadratique (se reporter à la figure 6.4).

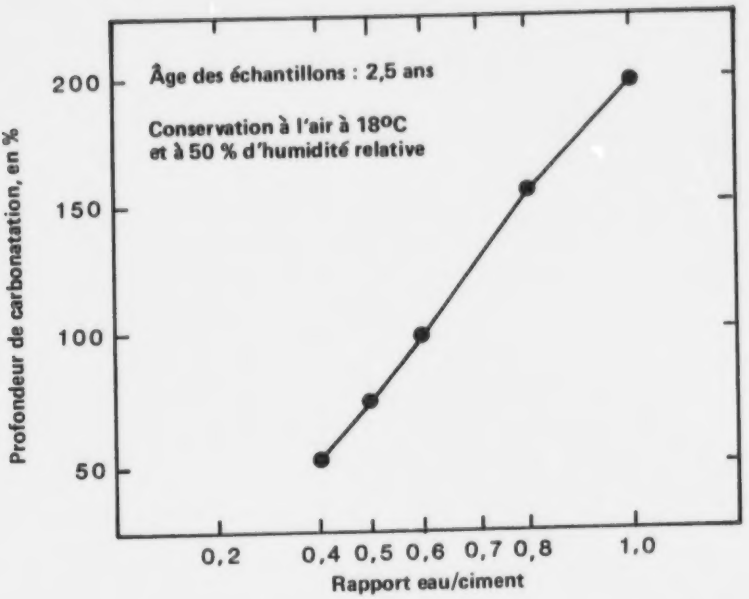


Figure 6.1 — Effet du rapport eau/ciment sur le processus de carbonatation (résultats des essais des séries 3, 4 et 5) (41)

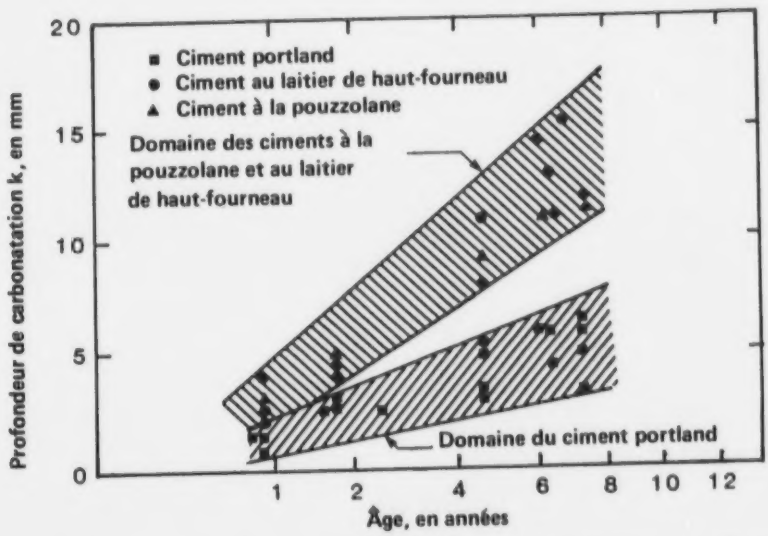


Figure 6.2 — Effet du type de ciment employé sur la progression de la carbonatation (résultats des essais de la série 1) (41)

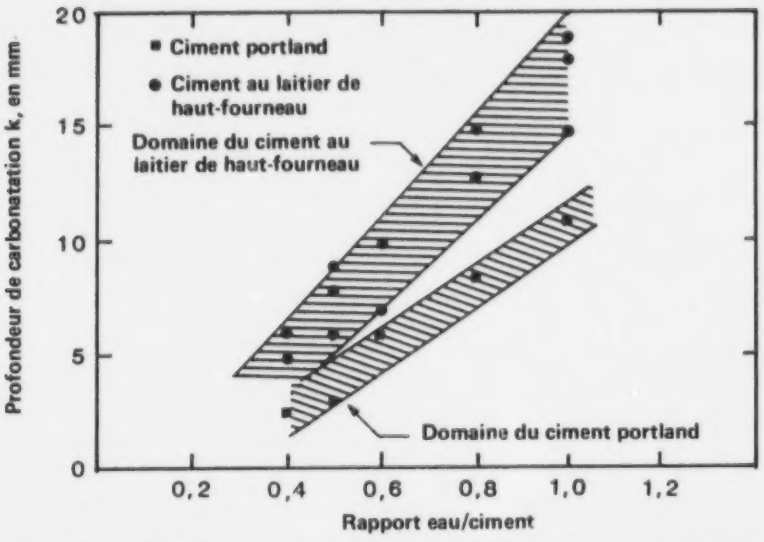


Figure 6.3 — Effet du rapport eau/ciment et du type de ciment sur la profondeur de carbonatation de béton de 2,5 ans (résultats des essais de la série 3) (41)

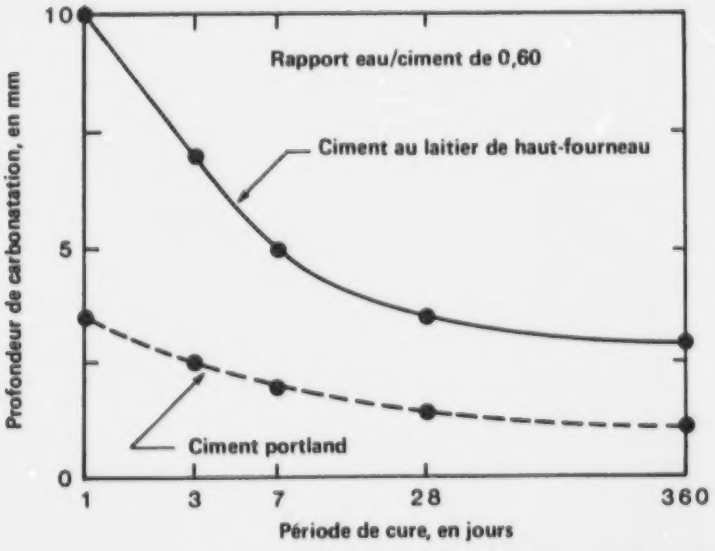


Figure 6.4 — Influence de la période de cure sur la profondeur de carbonatation : béton entreposé à l'air libre pendant un an, après la période de cure mais protégé de la pluie (41)

Kasai et ses collaborateurs (43) ont aussi démontré que la profondeur de carbonatation était plus grande pour le ciment mélangé que pour le ciment portland. Ils ont pu évaluer la profondeur de carbonatation d'après le coefficient de perméabilité à l'air (figure 6.5). Paillere et ses collaborateurs (44) ont obtenu des résultats semblables démontrant que la carbonatation la plus faible se retrouve dans le béton de ciment portland et le béton renfermant de faibles quantités de laitier. Cet état de choses est lié à la formation d'un grand nombre de micropores aux premiers âges dans le béton fait de ciment au laitier. Dans le cas du béton renfermant plus de 18 % de laitier, une carbonatation accrue semble se produire. De plus, ils ont démontré que du béton non carbonaté résiste mieux au gel et au dégel que le béton carbonaté.

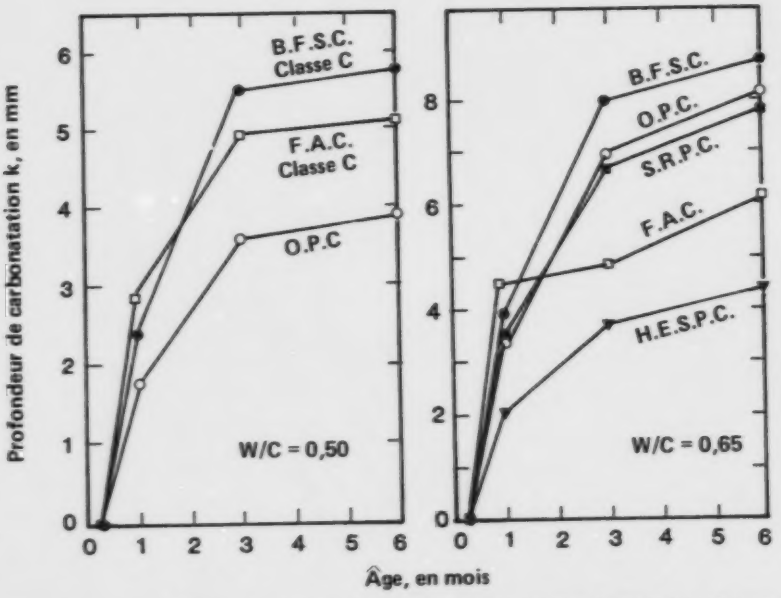


Figure 6.5 — Relation entre l'âge et la profondeur de carbonatation de mortier conservé dans l'eau pendant sept jours (W_7) (43)

En s'appuyant sur des données limitées, Litvan et Meyer (45) ont démontré que l'analyse de la répartition de la taille des pores (tableau 6.1) semble indiquer la raison qui explique l'écart entre le taux de carbonatation du béton de ciment portland et celui du béton de ciment portland au laitier de haut-fourneau. Il est démontré au tableau 6.1 que la carbonatation du béton de ciment portland entraîne une diminution de la porosité totale, de 15 % en valeur nominale à 11,5 %, et une réduction prononcée du nombre de pores dont le diamètre est inférieur à 0,009 μm. Le volume de grands pores (supérieurs à 18 μm) et de pores

Tableau 6.1 — Porosité totale et fraction du volume occupé par des pores de dimensions déterminés à diverses profondeurs de la surface exposée de bétons au ciment de laitier granulé (GBFSC) et au ciment portland ordinaire (OPC)*

Profondeur, en mm	Porosité totale	Fraction du volume occupé par les pores, diamètre			
		>18 μm	de 0,35 à 0,019 μm	< 0,009 μm	de 0,35 à 2 μm
3	12,0	0,8	6,5	0,6	2,0
3	11,3	0,6	6,3	0,3	2,0
3	13,7	0,5	7,4	0,3	3,0
3	13,5	0,6	7,3	0,3	2,8
Moyenne	12,65	0,62	5,9	0,37	
8	9,0	0,6	4,5	1,3	1,0
8	8,3	0,5	4,0	1,2	1,0
8	10,0	0,4	6,2	0,6	1,3
8	11,6	0,4	7,8	0,7	1,2
Moyenne	9,72	0,47	5,63	0,95	
24	12,5	0,4	6,1	3,0	1,2
38	12,4	0,4	1,8	6,5	1,1
46	10,7	0,4	1,4	6,4	0,9
70	11,9	0,3	1,7	6,5	1,0
		OPC			
3	11,2	0,3	4,8	1,4	2,1
3	12,1	0,4	4,8	1,6	2,3
3	11,5	0,4	5,2	1,4	1,5
3	11,4	0,4	5,1	1,7	2,5
Moyenne	11,55	0,37	4,98	1,52	
8	12,6	0,6	5,6	1,7	2,5
8	12,7	0,5	5,6	1,7	2,8
8	13,2	0,4	5,3	2,6	3,3
8	13,5	0,4	5,4	2,6	3,7
Moyenne	13,0	0,47	5,47	2,15	
24	14,9	0,5	5,1	3,5	4,7
40	14,3	0,3	5,0	3,0	4,7
40	14,1	0,3	5,2	2,7	4,5
Moyenne	14,2	0,3	5,1	2,85	
63	15,0	0,4	4,8	3,6	4,5

*Traduit du document de référence n°45.

moyens est toutefois demeuré relativement constant. Le taux de carbonatation a diminué en raison de l'augmentation de la résistance à la diffusion et de la longueur du parcours. Dans le cas d'un béton renfermant du laitier de haut-fourneau, la porosité totale n'a pas diminué, et la fraction du volume occupée par les grands et moyens pores (de 0,35 à 0,019 μm) a augmenté en valeurs relative et absolue. Litvan et Meyer (45) ont conclu que le taux de carbonatation dans un béton de ciment mélangé est supérieur à celui qu'on observe dans un béton de ciment portland, et que la carbonatation accroît la perméabilité du béton de ciment au laitier, parce que les pores présents à l'origine augmentent en volume.

7. CONCLUSION

D'après les données limitées publiées dans les documents portant sur la durabilité de mortiers et de bétons renfermant du laitier granulé ou réduit en boulettes, on peut conclure que :

— La perméabilité limite le processus physique et chimique de dégradation attribuable à l'action de l'eau en mouvement, c'est-à-dire que la perméabilité à l'eau agressive détermine le taux de détérioration.

— La résistance chimique accrue des mortiers et des bétons renfermant plus de 50 % de laitier résulte surtout du processus d'affinage des pores, lequel est lié aux réactions pouzzolaniques mettant en jeu la transformation du $Ca(HO)_2$.

— En dépit des résultats encourageants dont il est fait état dans le présent article, il y a lieu de poursuivre les recherches sur la durabilité du béton au laitier granulé. Des études portant sur la résistance à l'eau agressive, à la réactivité alcali-granulat, aux cycles répétés de gel et de dégel ainsi qu'à la carbonatation devraient être menées afin de mettre au clair certains aspects controversés de la durabilité des bétons de ciment au laitier.

BIBLIOGRAPHIE

1. Locher, F.W. "The problems of the sulfate resistance of slag cements"; *Zement-Kalk-Gips*, 9:350–355; 1966.

2. Bakker, R.F.M. "La durabilité des bétons de ciment de Haut Fourneau"; Silicates Industriels; 91–95; 1982–3.

3. Mehta, P.K. *Concrete: Structure, Properties and Materials*; Prentice-Hall; Editor, W.J. Hall; 105–169; 1986.

4. DIN 1164, Part 1 "Portland, Eisenportland, Hochofen und Trabzement (Portland, Plast Furnace and Pozzolanic Cements)"; November 1978.

5. Bulletin Officiel du Ministère de l'Équipement et de l'Aménagement du Territoire, Circulaire No. 79-91, Paris, France, 17 June 1977.

6. NEN 3550 "Netherlands Standard for Cement"; 1979.

7. Kondo, R.; Satake, M.; and Ushiyame, H. "Diffusion of various ions in hardened portland cement"; *Cement Association of Japan*, 28th General Meeting, Tokyo, May 1974.

8. Chojnocki, B. "Sulfate resistance of blended (slag) cement"; Report EM-52, Ministry of Transportation and Communications, Ontario, Canada; 1981.

9. Emery, J.J. "Sulfate resistance of Standard's slag cement"; *Progress Report*, Trow Ltd. Consulting Engineers, April 1983.

10. Hogan, F.J., and Meusel, J.W. "Evaluation for durability and strength development of ground granulated blast furnace slag"; *ASTM, Cement, Concrete and Aggregates* 3(1):40–52; 1981.

11. Frearson, J.P.H. "Sulfate resistance of combination of portland cement and ground granulated blast furnace slag"; *Proceedings, Second International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*. Vol 2:1495–1524; Editor, V.M. Malhotra, Madrid, Spain; 1986.

12. Ludwig, U. "Durability of cement mortars and concrete"; In : Durability of Building Materials and Components; Editors, P.J. Sereda and G.G. Litvan; *ASTM Special Technical Publication* 691:269–281; 1980.

13. Bakker, R.F.M. "Permeability of blended cement concretes"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Quebec, Canada; Editor, V.M. Malhotra; Vol. 1:589-605; 1983.

14. Mather, B. "Investigation of Portland blast furnace slag cement"; *Technical Report* 6-455, Supplementary data; U.S. Army Engineer Water Ways Experimental Station, Vicksburg, Miss.; 1965.

15. Wolochow, D. "Determination of the sulfate resistance of portland cement"; *ASTM Proceedings* 62:250-266; 1952.

16. Lea, F.M. "The Chemistry of Cement and Concrete"; E. Arnold Ltd., London; 1970.

17. Mehta, P.K. "Durability of concrete in marine environment: A review"; *ACI* SP-65, Performance of Concrete in Marine Environment; Editor, V.M. Malhotra; Detroit; pp. 1-15;1980.

18. Roy, D.M. and Idorn, G.M. "Hydration, structure and properties of blast furnace slag cements, mortar and concretes"; *ACI Journal* 79-43:444-457; 1982.

19. Mehta, P.K. "Sulfate resistance of blended portland cements containing pozzolans and granulated blast furnace slag"; *Proceedings, Fifth International Symposium on Concrete Technology*, Monterry, Mexico; 35-50; 1981.

20. Neville, A.M. "Properties of Concrete"; John Wiley & Son; 1963.

21. Regourd, M.; Hornain, H.; and Montureux, B. "Résistance à l'eau de mer des ciments au laitier"; *Silicates Industriels*; 1977-1:19-27; 1977.

22. Guyot, R.; Ranc, R.; and Varizat, A. "Comparison of the resistance to sulfate solutions and to sea water of different portland cements with or without secondary constituents"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Quebec, Canada; Vol. 1, *ACI Special Publication* SP-79:453-470; Editor, V.M. Malhotra; 1983.

23. Malhotra, V.M.; Carette, G.G.; and Bremner, T.W. "Durability of concrete containing supplementary cementing materials in marine environment. Status Report as of 1985"; *Division Report* MRP/MSL 86-14 (IR), CANMET, Energy, Mines and Resources Canada, Ottawa; January, 1986.

24. Regourd, M. "Structure and behaviour of slag portland cement hydrates"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement*; Paris; Vol. I, III-2/10:14; 1980.

25. Smolczyk, H.G. "Slag cements and alkali-reactive aggregates"; *Proceedings, Sixth International Congress on the Chemistry of Cement*; Moscow; Supplementary Paper, Sect. III; 1974.

26. Calleja, J. "Durability"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement*; Paris, France; Vol. 1, VII-2/1:47; 1980.

27. Smolczyk, H.G. "Investigation on the diffusion of Na ion in concrete"; *Symposium on Alkali-Aggregate Reaction*; Reykjavik; August 1975.

28. Bakker, R.F.M. "On the cause of increased resistance of concrete made from blast furnace cement to the alkali-silica reaction and to sulfate corrosion"; Thesis, TH-Aachen, Aachen, Federal Republic of Germany: 1980.

29. Mehta, P.K. "Performance test for sulfate resistance and alkali-silica reactivity of hydraulic cements"; In: Durability of Building Materials and Components; *Proceedings, First International Conference*, Editors, P.J. Sereda and G.G. Litvan; *ASTM Special Technical Publication* 691:336-345; 1980.

30. Sersale, R., and Frigione, G. "On the minimization of the alkali-aggregate reaction. Influence of pozzolans powdered volcanic tuff, blast furnace slag and fly ash"; *Proceedings, Seventh International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*; Ottawa, Canada; 1986.

31. Yamamoto, C.; Moriyama, Y.; and Numata, S. "The effects of ground granulated blast furnace slag admixture and granulated or air-cooled blast furnace slag aggregate on alkali-aggregate reaction and its mechanisms"; *Proceedings, Seventh International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*; Ottawa, Canada; 1986.

32. Mather, B. "Laboratory test of portland blast furnace slag cements"; *Journal of the ACI* 54-13:205-232; 1957.

33. Klieger, P., and Isberner, A. "Laboratory studies of blended cement — Portland blast furnace slag cement"; *Journal of PCA, Research and Development Laboratories* 9(3):35; 1967.

34. Fulton, F.S. "The properties of portland cement containing milled granulated blast furnace slag"; *Portland Cement Institute Monograph*; 1974.

35. Malhotra, V.M. "Strength and durability characteristics of concrete incorporating a pelletized blast furnace slag"; *Proceedings, First International Conference in the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Quebec, Canada, Editor, V.M. Malhotra; Vol. 2:892-921 and 923-931; 1983.

36. Virtanen, J. "Freeze-thaw resistance of concrete containing blast furnace slag, fly ash or condensed silica fume"; *Proceedings First International Conference in the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Quebec, Canada; Editor, V.M. Malhotra, Vol. 2:923-942; 1983.

37. Pigeon, M., and Regourd, M. "Freezing and Thawing durability of three cements with various granulated blast furnace slag contents"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Quebec, Canada; Editor, V.M. Malhotra; Vol 2:979-998; 1983.

38. Nakamura, N.; Sakai, M.; Koibuchi, K.; and I. Iijima, Y, "Properties of high-stength concrete incorporating very finely ground granulated blast furnace slag"; Editor, V.M. Malhotra; ACI SP-91:1361-1380; 1986.

39. Bird, C.E. "Corrosion of steel in reinforced concrete in marine atmosphere"; Concrete Technology; Editor, F.S. Fulton; *Portland Cement Institute*; 1969.

40. Hamada, M. "Neutralization (carbonation) of concrete and corrosion of reinforcing steel"; *Proceedings, Fifth International Symposium on Chemistry of Cement*, Tokyo; 343-369; 1968.

41. Meyer, A. "Investigations on the carbonation of concrete"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement*; Tokyo; 394-401; 1968.

42. Schröder, F., and Smolczyk, H.G. "Carbonation and protection from steel corrosion"; *Proceedings, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement*; Tokyo; 188-191; 1968.

43. Kasai, Y.; Matsui, I.; Fukushima, Y.; and Kamohara, H. "Air permeability and carbonation of blended cement mortars"; *Proceedings, First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello, Quebec, Canada; ACI SP-79:435-451; Editor, V.M. Malhotra; 1983.

44. Paillere, A.M; Raverdy, M.; and Grimaldi, G. "Carbonation of concrete with low-calcium fly ash and granulated blast furnace slag : influence of air entraining agents and freezing and thawing cycles"; *Proceedings, Second International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; Madrid, Spain; ACI SP-91:541-562; Editor, V.M. Malhotra; 1986.

45. Litvan, G.G., and Meyer, A. "Carbonation of granulated blast furnace slag cement concrete during twenty years of field exposure"; *Proceedings, Second International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; Madrid, Spain; ACI SP-91:1446-1462; Editor, V.M. Malhotra; 1986.

CHAPITRE 7

EXAMEN DES PROPRIÉTÉS ET DE L'ACQUISITION DE RÉSISTANCE DES LIANTS DE CIMENT PORTLAND-LAITIER NON FERREUX

E. Douglas

et

V.M. Malhotra
Laboratoires des sciences minérales
CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada

1. INTRODUCTION

Les déchets produits dans le cadre des procédés miniers, minéraux et métallurgiques renferment des matériaux métalliques et minéraux qui sont récupérables. L'intérêt croissant manifesté à l'endroit de ces déchets est attribuable à l'augmentation des travaux d'exploration, à l'enrichissement des minerais, à la hausse des coûts d'élimination des déchets, à l'épuisement des dépôts minéraux riches et situés en des endroits accessibles et aux lois limitant les exploitations minières près des secteurs habités. Ces faits ont amené la tenue d'études de faisabilité portant sur la récupération des métaux et des minéraux provenant de minerais plus accessibles et de sources comme les déchets minéraux.

En principe, la plupart de ces déchets minéraux qui ne sont pas déposés dans les crassiers servent comme matériau de remplissage, produits d'addition au sol, granulat et ballast pour les voies ferrées. Toutefois, deux éléments revêtent une importance plus grande encore : l'utilisation de déchets minéraux (par exemple le laitier) comme produit de remplacement du ciment dans les remblais de mine cimentés et le fait qu'on se soit rendu compte que les déchets minéraux constituent des sous-produits ayant fait l'objet d'une dépense d'énergie considérable, laquelle se trouvait perdue par suite de leur mise au rebut (figure 1.1). La vitrification et le broyage des déchets ferreux, comme le laitier de haut fourneau, produisent un matériau qu'on peut ajouter dans le malaxeur en remplacement de ciment portland au cours de la fabrication du béton (1).

Au Canada, on produit à Hamilton, en Ontario, $2{,}2 \times 10^5$ tonnes métriques de laitier de haut fourneau ferreux (réduit en boulettes) vitreux chaque année. Par ailleurs, une usine en construction à Sault Sainte-Marie devrait produire annuellement 200 000tonnes métriques de laitier de haut fourneau granulé à l'aciérie Algoma. Environ 45 % du laitier produit à Hamilton sert à la fabrication de béton (2).

Bien que les techniques d'utilisation de laitier ferreux granulé comme matériau liant aient été mises au point en Europe et en Amérique du Nord, on utilise peu de laitier non ferreux à cette fin dans la fabrication de béton (3,4). L'emploi de laitier de cuivre dans les remblais de mine est pratique courante en Australie, où environ 50 % du ciment portland utilisé dans les remblais de mine à Mount Isa, au Queensland, est remplacé par du laitier de cuivre granulé et broyé, ce qui entraîne une diminution des coûts de production (3).

En Europe, en Australie et au Canada, certains types de laitiers de cuivre, de nickel et de plomb ont été soumis à une évaluation visant à déterminer leur rendement comme liant dans les remblais de mine (4,5,6) et dans le béton (7,8). Au Canada, on produit chaque année environ $4{,}1 \times 10^6$ tonnes métriques de laitier non ferreux, dont une faible pro-

Figure 1.1 — Production, emplacement et utilisation de laitiers non ferreux provenant de sources canadiennes (2)

portion sert comme ballast pour les voies ferrées et comme matériau de remplissage. La quantité dont on dispose à l'heure actuelle s'élève à environ 17×10^6 tonnes métriques.

Le laitier ferreux constitue un matériau siliceux ou alumino-siliceux produit dans le cadre de procédés métallurgiques. Ce laitier ne possède par lui-même aucune ou à peu près aucune valeur liante mais, sous forme de poudre très fine et en présence d'humidité, il réagit avec les alcalis et les hydroxydes alcalino-terreux* à des températures ordinaires pour former des composés présentant des propriétés liantes (9). Dans les mêmes conditions, le laitier non ferreux peut acquérir des propriétés liantes.

Les laitiers de cuivre et de nickel sont extraits de concentrés de sulfure par traitement pyrométallurgique. Ce procédé comporte trois opérations différentes :

— le ***grillage***, qui donne lieu à l'élimination du soufre sous forme de SO_2 et à l'oxydation du fer;

— la ***fusion***, au cours de laquelle le produit du grillage est fondu avec un fondant siliceux, formant ainsi du laitier de silicate ferreux liquide qui flotte sur la matte de sulfure en fusion, car il est plus léger que cette dernière;

— la ***transformation***, au cours de laquelle le soufre est extrait des sulfures en fusion et le fer restant est oxydé et fondu pour qu'on l'enlève sous forme de laitier de silicate.

Le laitier de convertisseur est d'ordinaire retourné à la fusion en raison de sa teneur élevée en métal, tandis que le laitier de four de fusion est soit mis au rebut sans faire l'objet d'aucun autre traitement, soit granulé avec une très grande quantité d'eau. Ces laitiers possèdent une dureté et une porosité élevées; leur poids unitaire et leur composition chimique varient en raison des différences dans le type de minerai, le fonctionnement du fourneau ou de la fonderie, ainsi que les méthodes de refroidissement du laitier.

La présente étude porte sur les progrès très récents réalisés dans les recherches et dans les applications pratiques visant le laitier de cuivre, de nickel et de plomb. Nous croyons qu'une étude critique pourra orienter les recherches à venir vers l'utilisation de quantités considérables d'une ressource de grande valeur.

---

*Il s'agit de NaOH, de KOH et de $Ca(OH)_2$

2. NATURE DES LAITIERS NON FERREUX

Composition chimique

Malgré les différences entre les types de procédés, les laitiers possèdent une composition chimique similaire et on peut considérer qu'ils sont tous représentés dans le système $CaO-SiO_2-Fe_2O_3$ (figures 2.1 et 2.2).

Les principaux composants de certains laitiers canadiens sont indiqués au tableau 2.1 (10). Une étude récente portant sur la caractérisation de laitiers non ferreux canadiens (tableau 2.2) révèle que cette composition chimique déterminée au moyen d'une microsonde électronique, fonctionnant sous une tension d'accélération de 15 kV, diffère quelque peu de la composition chimique déterminée par des méthodes analytiques (11).

Teneur en verre

McGuire (12) a publié des données sur la teneur en verre de laitiers non ferreux provenant de sources canadiennes, comme du laitier de nickel-cuivre produit dans un four électrique et granulé par trempe rapide. Par ailleurs, on a signalé une teneur en verre de 95 %, mesurée par diffraction de rayons X (13). Le laitier était trop opaque pour qu'on puisse obtenir une mesure sûre du verre par la méthode optique faisant appel à la lumière polarisante, semblable à la méthode adoptée aux fins de contrôle de la qualité dans le laitier de haut fourneau ferreux (14).

Dans une étude portant sur l'hydratation et sur l'activité pouzzolanique de laitiers de cuivre provenant du Nouveau Québec produits en four à réverbère*, soit refroidis à la température ambiante, soit trempés, Douglas et ses collaborateurs (15) ont fait état de la mesure de la teneur en verre par une méthode mettant en jeu la microscopie électronique à balayage et l'analyse d'image (tableau 2.3). La teneur en verre du laitier *refroidi à l'air* se situait à 45 %, tandis qu'elle atteignait de 75 à 95 % dans le cas du laitier *trempé*. Ces auteurs ont également fait état de la composition du verre (tableau 2.4), illustrant la différence entre le verre contenu dans ces deux laitiers, laquelle est attribuable à la ségrégation de Al_2O_3 et CaO au cours de la trempe. Ces résultats entrent en contradiction avec ceux qu'ont publiés Roper et ses collaborateurs (16), qui avaient évalué à environ 1 : 1 le rapport phase amorphe/phase cristalline dans un laitier de cuivre produit dans un four à réverbère et trempé.

---

*Un four à réverbère est un four dans lequel se produit la fusion du concentré.

Tableau 2.1 — Analyse chimique de types de laitiers non ferreux canadiens (en pourcentage du poids) (10)

	A Plomb (N.-B.) Granulé	B Nickel (Ont.) Refroidi à l'air	C Nickel (Ont.) Trempé	D Cuivre (Ont.) Granulé	E Cuivre (Ont.) Trempé	F Cuivre (QC) Refroidi à l'air	G Cuivre (QC) Refroidi à l'air	H Cuivre (QC) Trempé	I Cuivre (QC) Granulé
SiO_2	19,1	35,66	37,25	26,54	22,10	36,26	34,51	36,78	34,41
Al_2O_3	1,66	5,59	6,17	3,74	2,94	2,16	6,55	7,16	6,82
Fe_2O_3*	45,35	52,99	53,07	60,07	44,36	49,00	49,50	50,00	49,64
CaO	16,60	2,74	2,97	2,09	20,32	7,30	2,20	1,93	1,66
MgO	0,68	2,53	2,43	1,63	1,52	1,91	1,48	1,49	1,91
Na_2O	0,26	0,87	0,86	0,39	0,23	0,28	1,02	1,06	1,34
K_2O	0,25	0,65	0,62	0,33	0,98	1,26	1,01	0,96	0,66
TiO_2	0,14	0,32	0,33	0,14	0,12	0,13	0,35	0,39	0,28
MnO	0,09	0,07	0,07	0,10	0,08	0,08	0,10	0,09	0,08
Cu	—	—	—	1,10	—	0,48	0,43	0,41	0,48
Ni	—	0,23	0,25	—	—	—	—	—	—
Pb	4,84	—	0	—	—	—	—	—	—
LOI**	−5,75	−5,32	−6,00	−5,84	−4,39	−3,91	−5,24	−6,13	−4,73
S	1,30	1,46	1,39	1,28	0,45	1,01	1,20	1,13	1,00

*Quantité totale de fer exprimée sous forme de Fe_2O_3.
**Perte au feu à 700 °C. Une valeur négative indique un gain après l'ignition attribuable à l'oxydation de FeO et de S^2.

Tableau 2.2 — Principaux éléments entrant dans la composition de types de laitiers non ferreux canadiens, en pourcentage du poids

Élément	J	I	C et D	G et H
FeO	55,1	44,6	50,3	40,9
CaO	2,1	16,7	3,5	17,6
ZnO	6,2	3,9	—	12,3
MgO	1,8	1,8	2,5	—
Al_2O_3	4,2	4,2	5,9	1,5
K_2O	0,4	0,4	0,7	0,2
CuO	—	—	—	0,1
PbO	—	—	—	3,0
TiO_2	—	—	0,3	—
SiO_2	32,1	30,6	36,6	23,5
S	0,8	0,6	1,5	1,6
Total	101,9	102,8	101,3	100,7

S présent uniquement sous forme de soufre et non sous forme de SO_3, que l'on retrouve dans la colonne faisant état des oxydes en pourcentage du poids.

Tableau 2.3 — Composants du laitier de cuivre* déterminés par analyse d'image (15)

Échantillon	Champs	R**	Verre	Fayalite	Spinelle	Sulfure
G,GB Refroidi à l'air	30	1,5	41 ± 4	57 ± 6	5 ± 1	0,2
H, HA Trempé	20	de 3 à 0,1	de 75 à 95	de 15 à 5	de 10 aux traces	—

*Provenant du Québec.
**Rapport cristaux/verre.

Tableau 2.4 — Composition du verre dans deux types de laitiers de cuivre, provenant du Québec, déterminée au moyen d'une microsonde électronique

	A Laitier refroidi à l'air	B trempé
MgO	—	1,4 ± 0,03
Al_2O_3	14,5 ± 0,2	10,1 ± 0,2
SiO_2	45,8 ± 0,8	38,6 ± 0,5
K_2O	2,1 ± 0,2	0,6 ± 0,03
CaO	3,6 ± 0,7	1,7 ± 0,04
MnO	0,1 ± 0,02	0,1 ± 0,03
Fe_2O_3*	28,7 ± 3,8	39,4 ± 0,6
ZnO	5,3 ± 0,7	5,0 ± 0,2
PbO	0,8 ± 0,1	0,4 ± 0,1
Total	100,9	101,4

*Quantité totale de Fe exprimée sous forme de Fe_2O_3.

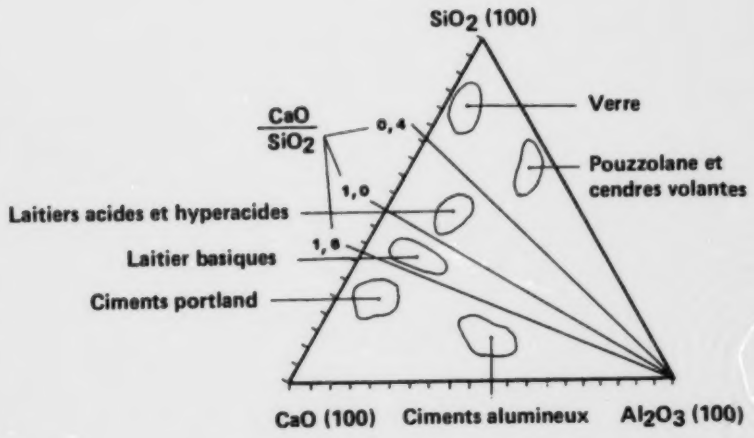


Figure 2.1 — Représentation de certains matériaux liants dans le système $CaO–SiO_2–Al_2O_3$

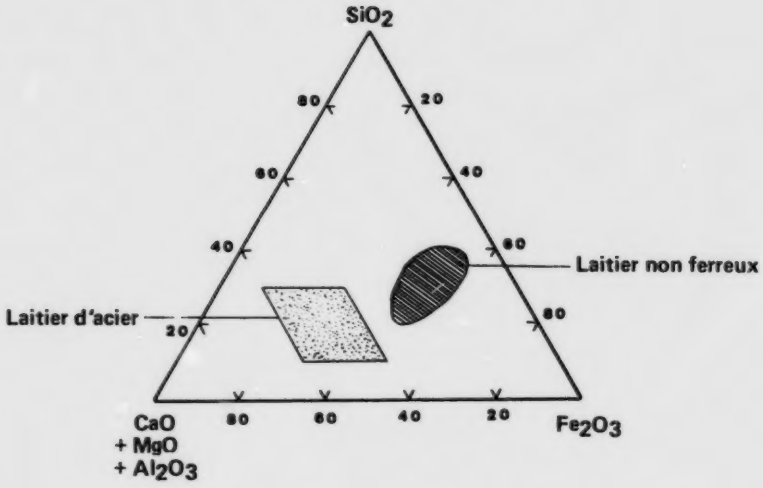


Figure 2.2 — Représentation de certains matériaux liants dans le système $CaO-SiO_2-Fe_2O_3$

3. PROPRIÉTÉS DES LAITIERS NON FERREUX

Friabilité

On dispose de données limitées en ce qui a trait à la friabilité, à la consommation d'énergie liée au broyage et à la répartition de la taille des particules dans le laitier non ferreux broyé. Laneuville (5) a fait état de l'énergie estimative nécessaire pour broyer des types de laitiers de nickel soit refroidis à l'air, soit granulés, de manière à obtenir diverses finesses en fonction de la durée du broyage (tableau 3.1).

La répartition de la taille des particules dans un laitier de nickel-cuivre produit dans un four électrique et broyé de manière qu'on obtienne une surface spécifique de 3 000cm^2/g a été indiquée par McGuire (12) et les résultats qu'il a obtenus sont présentés au tableau 3.2. La répartition de la taille des particules dans des laitiers de nickel broyés provenant de Copper Cliff, en Ontario, soumis à des essais visant à déterminer leur activité pouzzolanique est indiquée au tableau 3.3 (17).

Plus récemment, Douglas et ses collaborateurs (10) ont mené une étude sur la friabilité de plusieurs laitiers de cuivre, de nickel et de plomb canadiens, dans le cadre de laquelle ils ont établi une comparaison entre cette friabilité et celle d'un clinker de ciment portland renfermant 3 % de gypse. Aux fins d'étalonnage du temps de broyage et de la consommation d'énergie, il a été établi que le broyage du clinker de ciment port-

land renfermant 3 % de gypse nécessitait une dépense énergétique de 31 et de 43 kWh/t pour l'obtention d'une surface spécifique de 3000et de 4 000 cm^2/g respectivement. À partir de cette donnée relative à la consommation d'énergie liée au broyage, on a estimé que l'augmentation proportionnelle en comparant un broyeur en laboratoire à un broyeur de production type correspondait à 1 min = 0,4 kWh/t, valeur qui varie en fonction du laboratoire visé.

Tableau 3.1 — Énergie estimative (en kWh/t) nécessaire au broyage de laitier de nickel, provenant de l'Ontario, calculés selon le temps de broyage (15)

	Refroidi à l'air n°1	Refroidi à l'air n°2	Granulé
Finesse (en cm^2/g, méthode de Blaine)			
3 000	50	58	88
3 500	65	65	107
3 800	77	77	117
4 000	83	83	128

Tableau 3.2 — Répartition de la taille des particules de laitier au nickel granulé, provenant de l'Ontario, broyé à une finesse de 3 000 cm^2/g (12)

Taille des particules (en µm)	Pourcentage du poids	
	Laitier	Matériau de remplissage
+ 208	0,5	9,5
+ 1 147	0,5	17,2
+ 104	0,7	16,7
+ 74	2,4	16,3
+ 53	9,7	11,3
+ 38	10,7	15,9
+ 27	29,7	12,2
+ 19	9,7	0,4
+ 13	9,9	0,2
+ 9	6,9	0,1
+ 7	4,42	0,06
+ 5	4,97	0,05
+ 3	4,97	0,05
+ 2	3,38	0,03
− 2	1,36	0,01

Tableau 3.3 — Répartition de la taille des particules, surface spécifique et densité de laitiers de nickel broyés, provenant de l'Ontario, soumis à des essais visant à déterminer leur activité pouzzolanique (17)

a) Répartition de la taille	Laitier CC**	
(en μm)	Pourcentage du poids	Poids
+ 74	0,09	0,09
+ 45	0,14	0,23
+ 37	0,09	0,32
+ 23	2,57	2,89
+ 17	12,88	15,77
+ 13	14,08	29,85
− 13	70,15	100,00
b) Surface spécifique	s.s. (en cm^2)	
Blaine (en cm^2/g)	4 437	
B.E.T. (en m^2/g) (adsorption de gaz)	20,9	
Gravité spécifique	3,30	

**On entend par laitier CC du laitier provenant d'un crassier situé à Copper Cliff.

Les données relatives au broyage sont présentées au tableau 3.4; elles font état de l'échelonnement initial, de la finesse réelle (déterminée selon la méthode de Blaine), du temps nécessaire pour atteindre une finesse précise et de la consommation d'énergie nécessaire pour produire des matériaux de 2 000, de 3 000, de 4 000 et de 5 000 cm^2/g ainsi que de la densité et du pourcentage de particules traversant un tamis de 45 μm (10).

La figure 3.1 illustre la consommation estimative d'énergie nécessaire au broyage d'échantillons de laitier dans un contexte de production en comparaison avec la consommation d'énergie nécessaire pour broyer du laitier de haut fourneau et du clinker de ciment portland renfermant du gypse, de manière à obtenir une surface spécifique de 4 000 cm^2/g. L'énergie nécessaire au broyage (présentée par ordre croissant), la comparaison par rapport à une taille initiale inférieure à 75 μm, la teneur correspondant aux principaux oxydes ainsi que le degré estimatif de vitrification sont indiqués au tableau 3.5 (10).

Les données recueillies donnent à penser que la friabilité des laitiers non ferreux varie selon le degré de vitrification. Ainsi, les laitiers présentant une teneur en verre plus élevée nécessitent d'ordinaire un temps de broyage plus long.

Tableau 3.4 — Consommation d'énergie liée au broyage de laitier non ferreux (10)

Échantillon	Finesse moyenne en cm^2/g				Temps de broyage, en min				Énergie consommée, en kWh/t				Densité*, en cm^2/g	% traversant un tamis de 45 μm			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d		a	b	c	d
A	2 029	2 970	3 891	5 012	75	180	653	1 335	30	72	261	534	4,00	76,52	85,55	87,59	88,52
B	2 080	3 044	4 047	5 026	50	75	115	178	20	30	46	71	3,54	70,57	83,68	91,49	94,59
C	2 025	3 098	3 935	5 019	60	75	120	210	24	30	48	84	3,45	69,49	86,94	91,32	95,16
D	2 012	2 976	4 014	—	95	195	600	—	38	78	240	—	3,90	69,04	79,48	80,92	—
E	1 995	3 168	4 095	4 923	55	140	210	365	22	56	84	146	3,68	59,65	—	91,36	95,31
F	2 034	3 104	3 955	4 966	50	120	190	285	20	48	76	144	3,73	56,63	82,80	87,50	92,49
G	1 979	3 107	3 927	4 999	50	118	190	325	20	47	76	130	3,53	59,84	77,36	82,61	88,63
H	1 985	3 150	4 138	4 936	63	122	240	360	25	49	96	144	3,39	62,34	90,41	92,23	92,61
I	1 987	2 999	4 049	5 087	70	103	190	280	28	41	76	112	3,50	68,04	85,42	91,68	93,09
J	2 032	2 981	4 118	4 983	55	105	240	360	22	42	96	144	3,40	49,39	89,97	93,88	94,92
K	1 975	2 975	3 968	—	70	240	600	—	28	96	150	—	3,58	63,12	71,77	73,82	—
L	1 951	3 031	3 985	5 038	65	140	240	420	26	15	696	168	3,40	66,04	92,42	93,79	94,47

Nota : a, b, c et d représentent des laitiers broyés à une finesse respective de 2 000, de 3 000, de 4 000 et de 5 000 cm^2/g.
*Densité déterminée sur des échantillons broyés à une finesse de 4 000 cm^2/g.

Tableau 3.5 — Énergie nécessaire au broyage et caractéristiques de la composition de laitiers non ferreux* (10)

Laitier**	kWh/t	% de $-75\ \mu m$	% de SiO_2	% de Fe_2O_3	Vitrification***
B	46	8	35,7	53,0	cristalline
C	48	1	37,2	53,1	vitreuse/cristalline
F	76	2	36,3	49,0	cristalline
G	76	3	34,5	49,5	cristalline
I	76	1	34,4	49,6	vitreuse/cristalline
E	84	0,9	22,1	44,4	vitreuse/cristalline
H	96	0,5	36,8	5,0	très vitreuse
J	96	4	42,8	45,8	vitreuse
L	150	0,3	27,2	28,5	très vitreuse
(3 000 Blaine 96)					
D	240	0,2	26,5	60,1	très vitreuse
(3 000 Blaine 78)					
A	261	2	19,9	45,4	très vitreuse

Nota : L'énergie nécessaire au broyage du clinker de ciment portland est de 44 MJ/t; dans le cas du laitier de haut-fourneau, elle est de 48 kWh/t aux fins d'obtention d'une finesse de 4 000 cm^2/g mesurée selon la méthode de Blaine.

*Le laitier K n'a fait l'objet d'aucune évaluation.

**À moins d'indication contraire, les laitiers sont broyés à une finesse de 4 000 cm^2/g mesurée selon la méthode de Blaine.

***Estimation quantitative au moyen de la diffraction des rayons X.

Activité pouzzolanique

Les matériaux pouzzolaniques renferment une silice fine et active qui réagit avec la chaux et l'eau pour former des silicates de calcium hydratés, liants et stables. Les cendres volantes, le laitier de cuivre trempé et broyé produit en four à réverbère et le laitier de haut fourneau broyé employés pour les remblais au ciment hydraulique dans les mines constituent des matériaux dont la pouzzolanicité est reconnue (16). Selon Thomas (18), on doit considérer trois aspects en ce qui a trait à l'emploi de matériaux pouzzolaniques pour les remblais de mine renfermant du ciment hydraulique :

— la réaction provoquant l'élimination de la chaux, matériau pouvant présenter des effets nocifs;

— la production d'un ciment plus fort grâce à l'élimination de la chaux, ce qui rend possible l'acquisition de résistance à une teneur moins élevée en ciment portland;

— la formation de matériaux liants additionnels au cours de la réaction pouzzolanique, ce qui se traduit par une résistance équivalente pour une teneur en ciment portland moins élevée.

Les résultats obtenus par Thomas (3) dans le cadre d'une étude portant sur les propriétés pouzzolaniques de laitier de cuivre granulé produit en four à réverbère, qui n'ont démontré aucune modification évidente après de nombreuses années dans un crassier à ciel ouvert, ont fourni, par le truchement d'expériences, une preuve de cette démarche. L'analyse de la taille des particules a révélé la prépondérance d'un élément d'un diamètre approximatif de 2,54 mm. Les échantillons d'essai ont été préparées à partir de mélanges réduits en pâte renfermant du matériau de remplissage, du ciment portland et le laitier broyé à une finesse de 3 000 cm^2/g. L'augmentation de la résistance en fonction de l'augmentation des ajouts de laitier pour une teneur en ciment déterminée, est illustrée à la figure 3.2. On a considéré que ces résultats, liés à la réduction des coûts dans la production de matériau de remplissage cimenté sans perte de résistance, étaient révélateurs.

Le même laitier a été soumis à des essais à une date ultérieure dans un remblai de mine cimenté présentant un rapport laitier/ciment élevé (6). Dans ce matériau de remplissage, les résidus de sulfure de cuivre provenant de la mine Isa, le ciment portland et le laitier représentaient respectivement de 80 à 99 %, de 1 à 5 % et de 0 à 16 % du poids total (figure 3.3). Thomas (6) en a conclu que l'ajout de laitier, considéré non bénéfique lorsque le ciment portland correspond à 1 % du poids total, commence à le devenir à 2 % et qu'il se révèle très avantageux lorsque le ciment atteint ou dépasse 3 % du poids total.

En Espagne, du laitier de cuivre granulé a été soumis à des essais menés selon diverses méthodes, visant à déterminer l'activité pouzzolanique (4). Les résultats des essais effectués conformément à la méthode C 618-73 de l'ASTM révèlent une résistance des échantillons témoins lorsque le pourcentage du poids dépasse 75 %.

Laneuville (5) a déterminé l'activité pouzzolanique de laitiers de nickel soit refroidis à l'air, soit granulés, selon la méthode C 595 de l'ASTM et il a signalé qu'on obtenait une résistance à la compression supérieure à la valeur minimale de 800 lb/po^2 établie dans les prescriptions lorsque ces laitiers étaient broyés à une finesse variant entre 3 800 et 4 000 cm^2/g.

Au Canada, McGuire (12) a mesuré une résistance accrue lorsqu'on augmentait la teneur en laitier de nickel-cuivre granulé produit en four électrique dans des mélanges renfermant 6 % de ciment portland par rapport au poids total et un matériau de remplissage constitué de résidus d'une densité relative de 2,96 (figure 3.4). Le gain de résistance est attribuable au liaisonnement chimique, provoqué par l'hydratation de laitier pouzzolanique.

Plus récemment les indices d'activité et de pouzzolanicité du laitier ont été déterminés en conformité avec la norme C 109 de l'ASTM* relative à la préparation d'échantillons d'essais et avec les normes C 595** et C 989*** (10) pour ce qui est de la cure et des essais.

Des essais ont été effectués à 7 et à 28 jours en conformité avec une norme C 989 de l'ASTM modifiée, où 50 % du ciment portland mesuré en volume absolu, était remplacé par du laitier non ferreux broyé, ce qui permettait de tenir compte de la densité différente des types de laitiers (tableau 3.6).

L'acquisition considérable de résistance attribuable à l'activité pouzzolanique est illustrée à la figure 3.5. L'acquisition de résistance pendant une cure de 28 jours à 38 °C, pour des mortiers renfermant respectivement 20, 35, 50 et 70 % de laitier non ferreux broyé en remplacement de ciment portland, est illustrée aux figures 3.6, 3.7 et 3.8. Les activants, comme NaOH, et le remplacement de ciment portland par de la poussière provenant d'un four à ciment n'a entraîné aucune amélioration de la résistance à la compression (10).

---

*Norme C109 de l'ASTM : résistance à la compression d'échantillons cubiques de 50 mm de mortiers de ciment hydraulique.

**Norme C 595 de l'ASTM : détermination de l'activité pouzzolanique et de l'indice d'activité du laitier avec du ciment portland sur des échantillons conservés dans une pièce humide à 23 °C pendant 24h, et à 38 °C dans des récipients scellés après avoir été retirés du moule, pour le reste du temps jusqu'à 28 jours.

***Norme C 989 de l'ASTM : détermination de l'activité du laitier avec du ciment portland. Les prescriptions suivantes ont été établies : a) le remplacement de 50 % du ciment portland par du laitier se faisait en fonction du volume absolu et non du poids, et b) les échantillons étaient conservés à 23 °C dans la pièce humide jusqu'à l'âge déterminé.

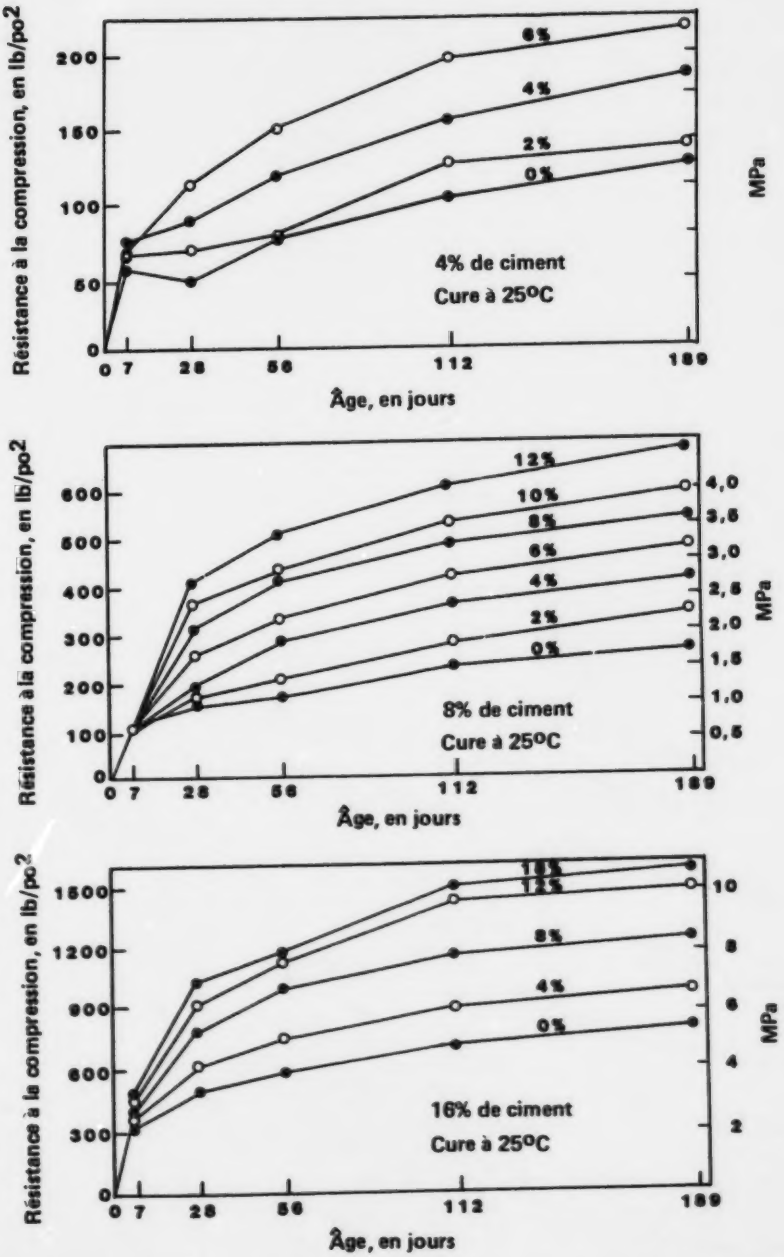


Figure 3.2 — Courbes descriptives de la cure, illustrant l'acquisition de résistance attribuable au laitier de cuivre produit en four à réverbère et broyé faisant office de pouzzolane, et présentant diverses teneurs en ciment (3)

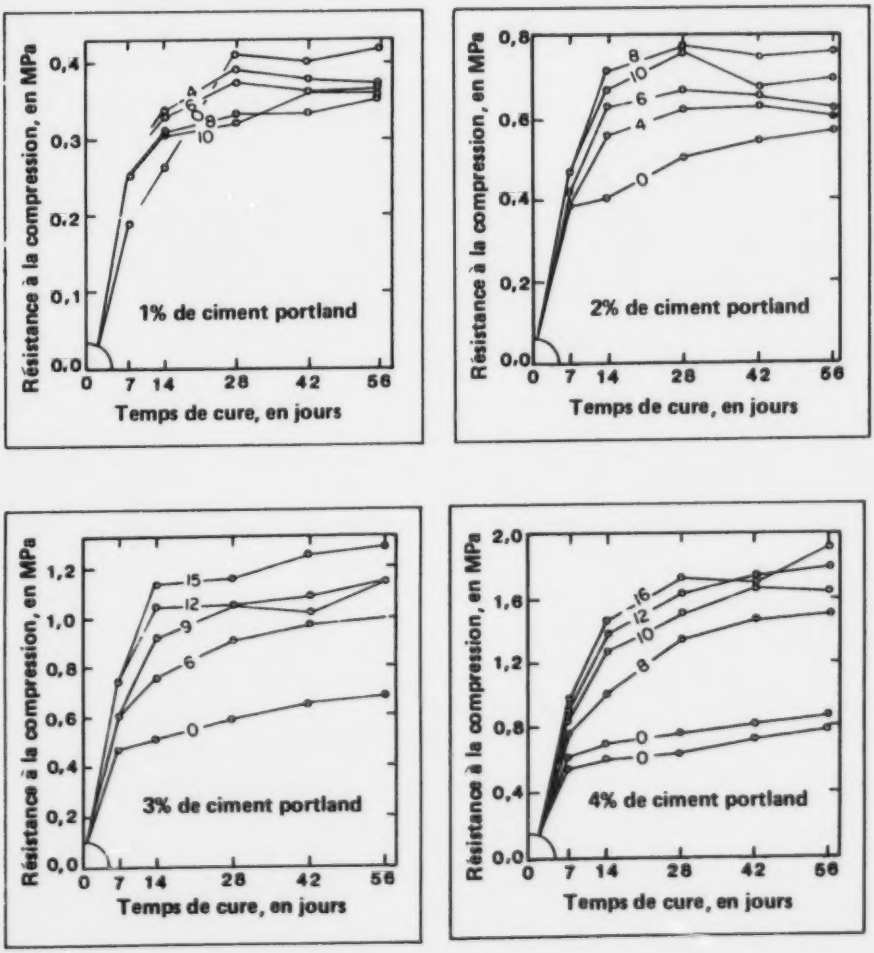


Figure 3.3 — Courbes représentant la cure en regard d'une teneur en ciment portland de 1, 2, 3 et 4 % (en poids) et de l'addition de diverses quantités de laitier de cuivre produit en four à réverbère (6)

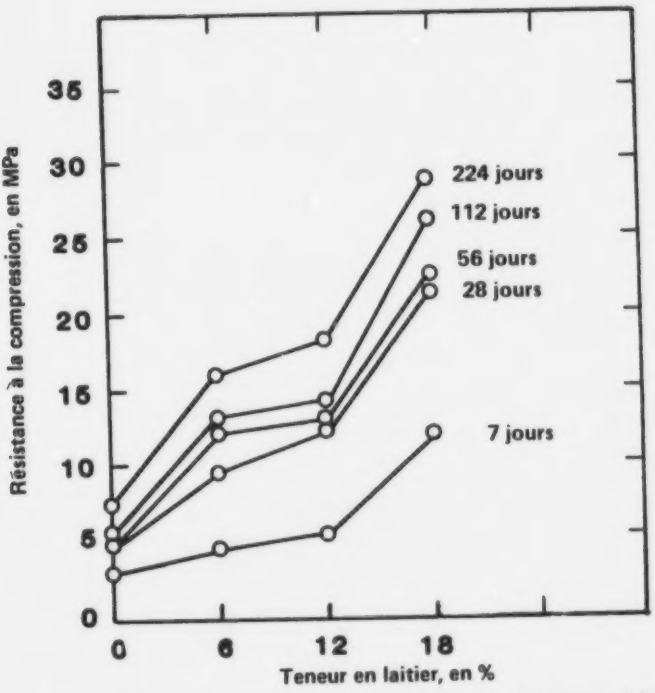


Figure 3.4 — Effet du laitier granulé broyé sur la résistance à la compression uniaxiale d'un matériau de remblai consolidé renfermant 6 % de ciment portland (12)

Effet de la teneur en verre sur l'activité pouzzolanique

L'effet de la teneur en verre sur les propriétés pouzzolaniques de laitiers non ferreux canadiens peut être évalué par l'établissement d'une comparaison entre les données relatives à l'acquisition de résistance dans les laitiers refroidis à l'air et les laitiers trempés à l'eau (5,19).

Des essais portant sur l'activité pouzzolanique des liants destinés aux remblais de mine ont été menés au Canada (20) sur des laitiers de nickel et de cuivre-nickel soit refroidis à l'air, soit trempés, pour diverses proportions de remplacement du ciment. La composition chimique des laitiers soumis aux essais et le dosage des mélanges de remblais cimentés où les échantillons ont été prélevés sont indiqués aux tableaux 3.7 et 3.8.

On a estimé à moins de 20 % la teneur en verre du laitier de nickel produit en four à réverbère et refroidi à l'air. La modification de la résistance à la compression a été calculée en fonction d'une norme établissant à 4,8 % du poids la teneur en ciment portland (figure 3.9).

Les plus grandes modifications de la résistance ont été observées après une cure de 14 jours pour un échantillon renfermant 60 % de laitier de nickel refroidi à l'air. Pour des raisons que l'on ignore, le rendement a été supérieur après la cure sur une longue période en échantillons d'un mélange renfermant du laitier de cuivre-nickel refroidi à l'air, plutôt que trempé à l'eau. Le mélange renfermait 4,8 % de ciment, 1,2 % de laitier et 94 % de résidus.

Les résultats d'études récentes portant sur l'activité pouzzolanique de laitiers non ferreux soit refroidis à l'air, soit trempés (10,15) ont permis de conclure (contrairement aux résultats d'études portant sur le laitier de haut fourneau) qu'il n'existe aucun lien direct entre la teneur en verre et l'activité pouzzolanique dans le cas des laitiers non ferreux. Les échantillons de mortier renfermant du laitier en remplacement de 35 et de 70 % du ciment ont été préparés en conformité à la norme C 595 de l'ASTM, mais conservés à la température ambiante (15). Les résultats d'études sur l'activité pouzzolanique (tableau 3.9) indiquent que les laitiers de cuivre refroidis à l'air pourraient, selon leur finesse, présenter un rendement supérieur — ou à tout le moins égal — à celui des laitiers de cuivre trempés. Des résultats similaires ont été signalés par suite d'essais sur la pouzzolanicité menés sur des laitiers de nickel, de cuivre et de plomb granulés, en conformité avec la norme C595 de l'ASTM (21). Les indices de pouzzolanicité et d'activité des laitiers sont présentés au tableau 3.10.

Effet de la finesse sur l'activité pouzzolanique

Laneuville (5) a évalué la résistance relative de mortiers préparés en conformité avec la norme C 109 de l'ASTM, renfermant du laitier de nickel refroidi à l'air et broyé à des finesses différentes, utilisé en remplacement de 30 % du ciment portland. La résistance des échantillons a été comparée avec celle d'un mortier de ciment portland à divers âges de conservation (tableau 3.11). *Les résultats des expériences démontrent que la résistance à la compression est directement liée à la finesse.* Laneuville (5) a aussi étudié l'effet de la finesse sur l'indice d'hydraulicité à divers âges de conservation (figure 3.10).

Les données recueillies révèlent que les laitiers granulés broyés à une finesse de 3 000 cm^2/g ont présenté un rendement supérieur à celui des laitiers refroidis à l'air broyés à une finesse de 4 000 cm^2/g. Néanmoins, les laitiers refroidis à l'air et broyés à une finesse de 7 000 cm^2/g ont affiché un meilleur rendement que les autres laitiers (voir le tableau 3.11). Une étude plus récente révèle que l'effet de la finesse sur l'activité pouzzolanique de laitiers de cuivre, de nickel et de plomb canadiens, que les échantillons aient été refroidies à l'air ou trempés, est directement lié à l'activité pouzzolanique ainsi qu'il est illustré aux tableaux 3.9 et 3.10 (21).

Tableau 3.6 — Indice d'activité de laitiers non ferreux conservés dans une pièce humide à 23 °C utilisés en remplacement de 50 % du volume absolu de ciment portland (10)

Finesse	Laitier																					
	A		B		C		D		E		F		G		H		I		J		K	
(Blaine)	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j
2 000	35	52	28	39	34	48	29	52	29	46	28	33	30	39	30	44	24	38	25	38	38	55
3 000	40	64	28	42	35	52	33	70	35	59	35	43	30	49	40	67	27	39	28	39	46	70
4 000	45	81	32	48	37	59	34	73	40	67	38	52	35	56	47	83	33	59	39	59	54	91
5 000	58	78	36	68	42	71	NB	NB	51	83	41	58	36	66	55	96	37	70	42	70	NB	NB

Nota : 1. Le ciment portland satisfait aux exigences de la norme C 989 de l'ASTM intitulée "Specification for ground blast-furnace slag for use in concrete and mortars" (tableau 3).
2. La finesse nominale mesurée selon la méthode de Blaine est de 2 000, de 3 000, de 4 000 et de 5 000 cm^2/g.
3. NB indique que le laitier n'a pas été broyé jusqu'à cette finesse.

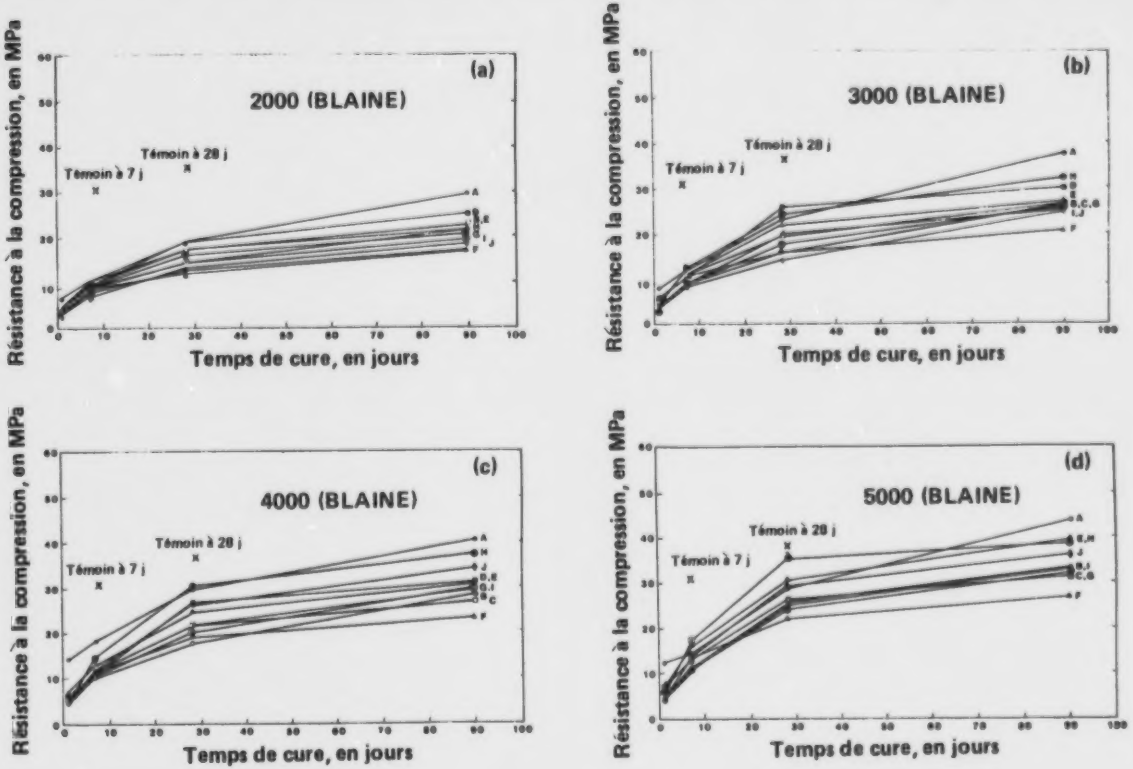


Figure 3.5 — Acquisition de résistance à la compression dans des mortiers conservés à une cure en atmosphère humide, à 23 °C, renfermant du laitier en remplacement de 50 % du ciment portland en volume absolu (10)

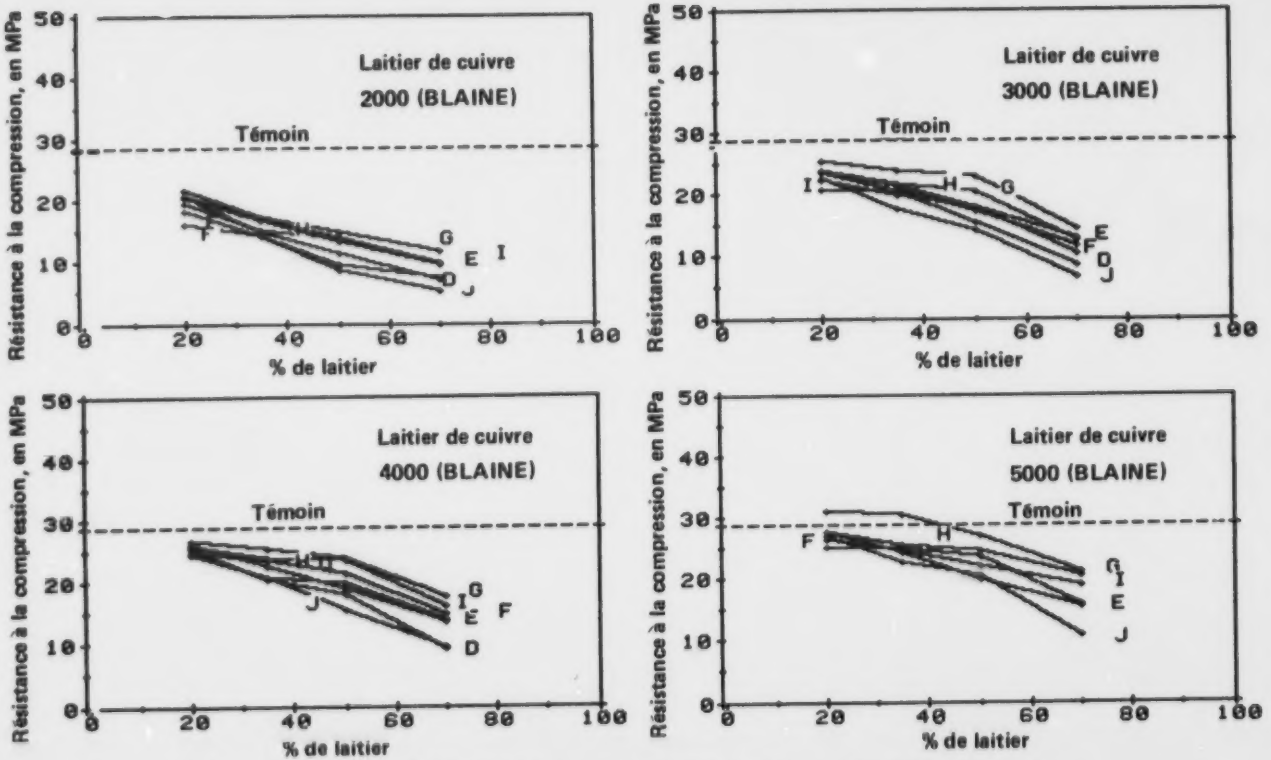


Figure 3.6 — Résistance à la compression de mortiers de laitier de cuivre–ciment portland à 28 jours de cure (10)

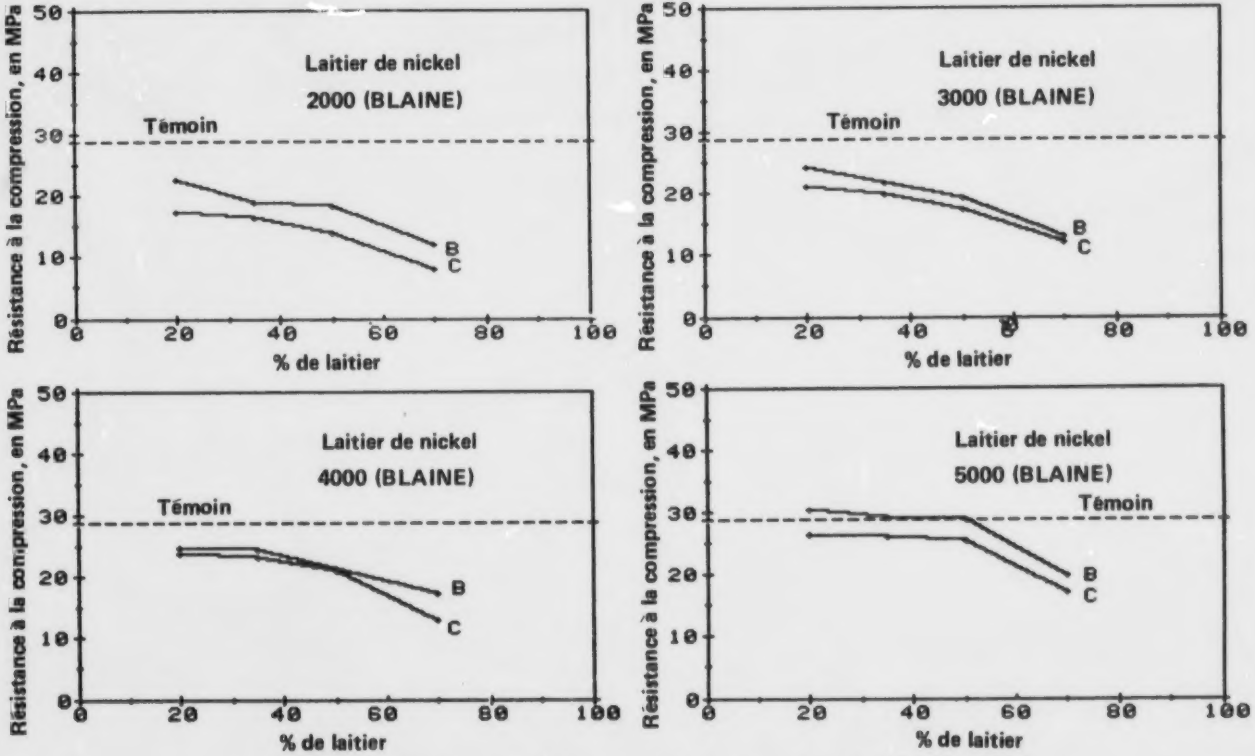


Figure 3.7 — Résistance à la compression de mortiers de laitier de nickel–ciment portland à 28 jours de cure (10)

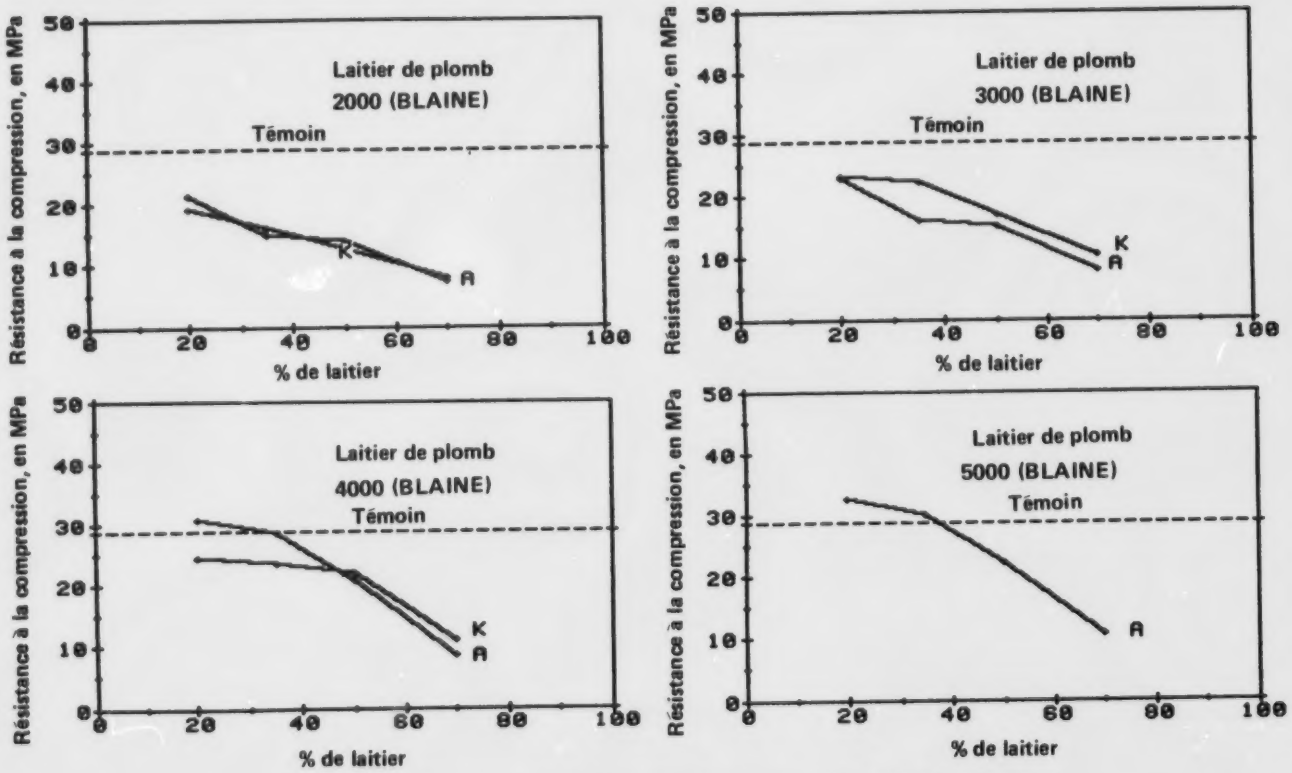


Figure 3.8 — Résistance à la compression de mortiers de laitier de plomb-ciment portland à 28 jours de cure (10)

Tableau 3.7 — Composition chimique de laitiers de nickel, provenant de l'Ontario, soit refroidis à l'air, soit trempés (17)

Désignation du laitier	Fe	S	SiO_2	CaO	MgO	Al_2O_3	% de Al_2O_3 + % de CaO + % de MgO / % de SiO_2 module hydraulique
Laitier de nickel produit en four à réverbère, refroidi à l'air	36,0	1,5	35,5	2,25	2,50	5,05	0,2761
Laitier de nickel produit en four à réverbère, trempé à l'eau	35,8	1,4	36,8	2,30	2,45	5,55	0,2799
Laitier de four à vaporisation instantanée, refroidi à air	35,8	1,5	30,8	7,00	2,45	6,00	0,5016
Laitier de four à vaporisation instantanée, trempé à l'eau	34,4	1,4	31,0	7,05	2,50	6,50	0,5177
Laitier de nickel produit en four à réverbère, renfermant 14 % de calcaire, trempé à l'eau	32,9	1,4	32,8	9,40	2,45	5,85	0,5396
Quartz broyé	0,58	—	87,7	0,27	0,029	1,10	0,0160

Tableau 3.8 — Composition des échantillons renfermant des laitiers provenant de l'Ontario, soit refroidis à l'air, soit trempés (17)

Description	Série n°						
	1	2	3	4	5	6	7
Laitier en pourcentage du poids	0	0	1,2	4,5	4,5	8,7	16,0
Ciment en pourcentage du poids	9,1	4,8	4,7	4,6	4,5	4,4	4,0
Résidus en pourcentage du poids	90,9	95,2	94,1	93,1	91,0	86,9	80,0
Liants totaux en pourcentage du poids	9,1	4,8	5,9	6,9	9,0	13,1	20,0
% de remplacement du ciment	0	0	20	33	50	66	80
Résidus / ciment / laitier	10:1:0	20:1:0	20:1:25	20:1:50	20:1:1	20:1:2	20:1:4

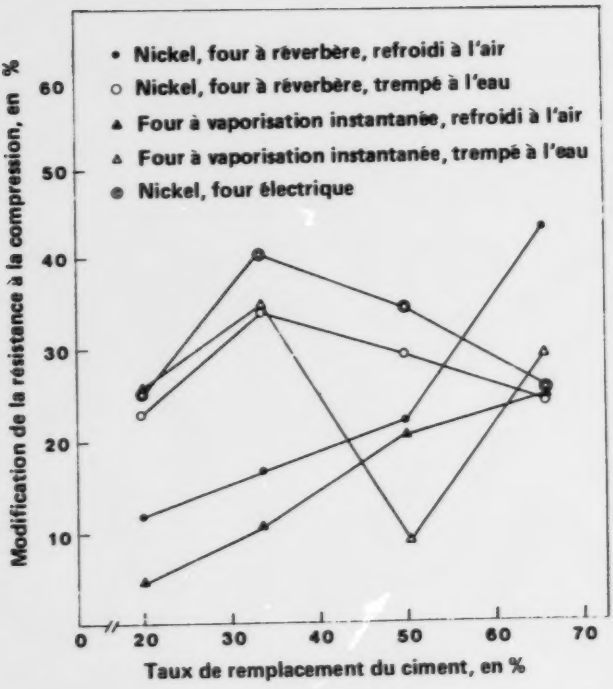


Figure 3.9 — Modification de la résistance à divers âges calculée selon des échantillons du même âge normalisés à 4,8 % de ciment portland du poids au cours d'essais de pouzzolanicité en regard de divers taux de remplacement du ciment (29)

Tableau 3.9 — Indices de pouzzolanicité et d'hydraulicité de mortiers de ciment portland–laitier, provenant du Québec, conservés à une température ambiante (21)

PI / HI*	Cuivre Refroidi à l'air	Cuivre Trempé
2 000	0,71 / 0,32	0,67 / 0,31
3 000	0,73 / 0,36	0,87 / 0,27
4 000	0,89 / 0,49	0,85 / 0,70
5 000	0,91 / 0,38	1,06 / 0,52

*PI : indice de pouzzolanicité; HI : indice d'hydraulicité.

Tableau 3.10 — Indices de pouzzolanicité et d'hydraulicité de laitiers non ferreux canadiens (C595 de l'ASTM) (21)

PI / HI	Plomb (N.-B.) Granulé	Nickel (Ont.) Refroidi à l'air	Nickel (Ont.) Trempé	Cuivre (Ont.) Granulé	Cuivre (Ont.) Trempé	Cuivre (QC) Refroidi à l'air	Cuivre (QC) Refroidi à l'air	Cuivre (QC) Trempé	Cuivre (QC) Granulé
2 000	0,50/0,25	0,64/0,40	0,55/0,26	0,48/0,24	0,57/0,33	0,49/0,24	0,58/0,39	0,51/0,32	0,56/0,32
3 000	0,54/0,27	0,73/0,43	0,67/0,41	0,69/0,29	0,72/0,43	0,67/0,35	0,80/0,49	0,73/0,42	0,70/0,40
4 000	0,96/0,29	0,83/0,58	0,78/0,44	0,69/0,31	0,76/0,45	0,70/0,47	0,85/0,59	0,80/0,54	0,79/0,50
5 000	1,01/0,36	0,98/0,67	0,88/0,57	NB	0,81/0,52	0,83/0,53	1,02/0,71	0,85/0,69	0,83/0,64

Nota : 1) La finesse nominale mesurée selon la méthode de Blaine est de 2 000, de 3 000, de 4 000 et de 5 000 cm^2/g.
2) NB indique que le laitier n'a pas été broyé jusqu'à cette finesse.
3) PI et HI correspondent respectivement aux indices de pouzzolanicité (indice d'activité pouzzolanique) et d'hydraulicité (indice d'activité du laitier) avec la chaux et le ciment, en conformité avec la norme C 595 de l'ASTM.

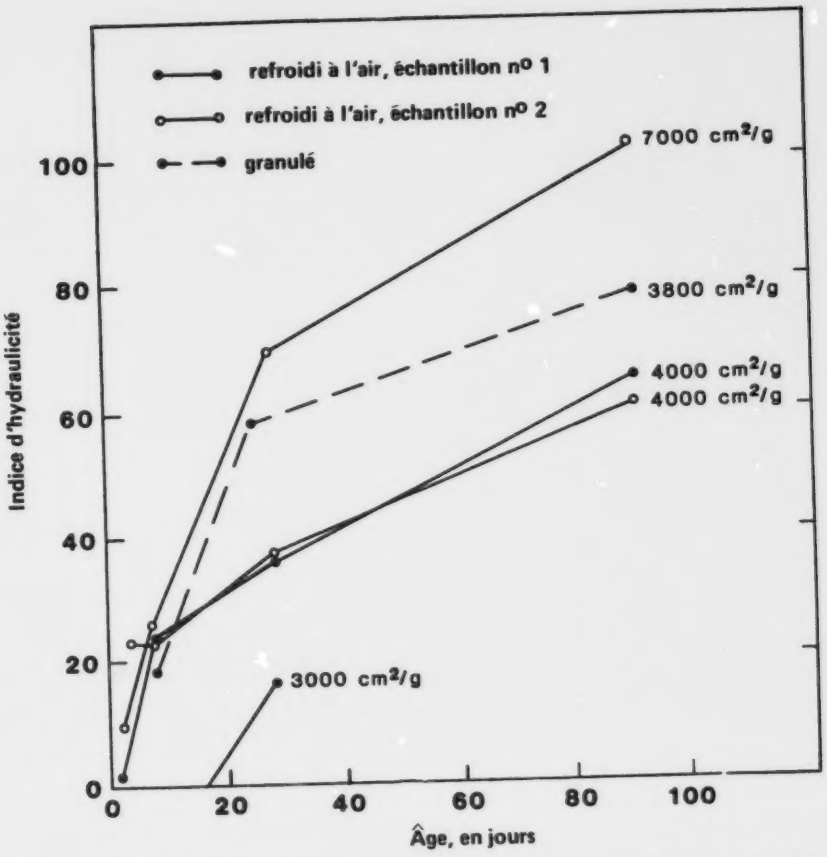


Figure 3.10 — Indice d'hydraulicité de laitiers de nickel refroidis à l'air et granulés présentant des finesses différentes (5)

Tableau 3.11 — Résistance relative de mortiers de ciment portland–laitier de nickel illustrant l'effet de la finesse (5)

Finesse du laitier, en cm^2/g	Âge de conservation, en jours	Résistance relative, en %
3 000 (granulé)	3	63
	7	66
	28	81
4 000 (refroidi à l'air)	3	60
	7	72
	28	78
7 700 (refroidi à l'air)	3	68
	7	75
	28	90

4. HYDRATATION DES LAITIERS NON FERREUX

Les matériaux liants inorganiques dérivent chimiquement du système suivant, lequel est constitué de plusieurs éléments :

$$CaO–MgO–SiO_2–Al_2O_3–Fe_2O_3–SO_3$$

Le ciment portland, les pouzzolanes naturelles, la plupart des types de cendres volantes et de nombreux types de laitier de haut fourneau peuvent en règle générale être considérés comme étant un système ternaire $CaO–SiO_2–Al_2O_3$ simplifié, renfermant une quantité faible ou négligeable de MgO, de SO_3 et de Fe_2O_3 (voir la figure 2.1). Les laitiers d'acier et les laitiers non ferreux correspondent davantage au système $CaO–SiO_2–Fe_2O_3$, où CaO représente la somme de CaO, de MgO et de Al_2O_3 (voir la figure 2.2).

Environ de 70 à 75 % du poids de clinker de ciment portland consiste en du silicate tricalcique (C_3S) et du β–silicate dicalcique (β–C_2S) dans lesquels sont dissoutes de faibles quantités de Al_2O_3 et de MgO (22). En outre, une faible quantité de sulfate de calcium, d'ordinaire sous forme de gypse, est ajoutée au clinker de ciment portland au cours du broyage, en vue de limiter les réactions d'hydratation initiales.

Les pouzzolanes naturelles d'origine volcanique se composent d'une phase vitreuse présentant une texture microporeuse et d'une faible quantité de phase cristalline (23). Lorsque la silice et l'alumine, qui constituent l'élément pyroclastique vitreux, sont mélangées avec de la chaux dans un milieu aqueux, elles forment des matériaux liants insolubles. La réactivité des pouzzolanes est déterminée non seulement par la structure, la morphologie et la composition chimique de la phase vitreuse,

mais aussi par la finesse du matériau (24), le type et la quantité de chaux présente dans le système (25,26) ainsi que la teneur en eau (27).

Différents produits d'hydratation ont été observés dans divers systèmes pouzzolane-$Ca(OH)_2$. Ainsi, on a trouvé dans certains cas C-S-H associé à C_2ASH_8, ou C-S-H, C_2ASH_8, un hydrogrenat et ($C_3A \cdot CaCO_3H_{12}$-C_4AH_{13}), selon la composition de la pouzzolane. On croit que le rapport CaO/SiO_2 dans le C-S-H est étroitement lié à la concentration de Ca^{2+} dans la solution (28).

La composition des laitiers varie selon leur origine. Les laitiers de cuivre analysés par microscopie électronique à balayage (15) démontrent que les laitiers se présentent comme des intercroissances de fayalite, de spinelle, de verre et de sulfures de cuivre. Les résultats d'examens effectués par microscopie optique ou par la microscopie électronique à balayage effectués en Espagne (4) sur des laitiers de cuivre granulés révèlent que la phase cristalline était composée en grande partie de fayalite (Fe_2SiO_4) aciculaire et d'oxydes de fer globulaires.

On connaît peu de choses de la composition des autres laitiers. Il y a tout lieu de croire que des matériaux aussi différents que le ciment portland, les pouzzolanes ainsi que les laitiers ferreux et non ferreux formeraient en réagissant avec l'eau des composés fort différents. En réalité, il existe une similitude remarquable entre les produits d'hydratation de ces matériaux. L'élément commun de tous ces systèmes réside dans la formation de C-S-H à la longue et dans la correspondance entre sa formation et la création de liens structurels dans la masse en hydratation.

Kam (29) a étudié l'hydratation de laitier de cuivre, produit en four à réverbère, en présence de $Ca(OH)_2$, de $CaCO_3$ et de ciment portland. L'analyse expérimentale des produits d'hydratation comprenait le mesurage de la chaleur d'hydratation au début, la détermination de l'eau non évaporable présente dans les produits de réaction, l'analyse quantitative par diffraction de rayons X et un examen au moyen d'un microscope électronique à balayage.

Kam a signalé que l'augmentation de la proportion de laitier se traduisait par une diminution du taux d'évolution de la chaleur, tandis qu'une augmentation de la quantité de laitier dans la pâte entraînait une augmentation de la quantité d'eau non évaporable. Les études de Kam ont aussi révélé une pointe de diffraction non déterminée à 7,34 Å dans les diffractogrammes de rayons X pour toutes les pâtes laitier-$Ca(OH)_2$ hydratées. L'étude des diffractogrammes a aussi révélé que les cristaux de fayalite ne prennent pas part aux réactions d'hydratation. En fait, ces réactions se limitent à la phase vitreuse.

Selon Roper et ses collaborateurs (16), il n'est pas nécessaire que le laitier de cuivre produit en four à réverbère soit complètement vitreux pour qu'une hydratation importante se produise. Des recherches

menées récemment par Douglas et ses collaborateurs (15) sur du laitier de cuivre refroidi à l'air et renfermant 41 % de verre et sur du laitier de cuivre trempé et renfermant 95 % de verre ont démontré que la présence de laitier retarde le transfert de Ca^{2+} des constituants du ciment portland vers la solution au début de l'hydratation.

Par la suite, entre 24 et 72 heures d'hydratation, la concentration de Ca^{2+} mesurée dans les solutions en contact avec les liants et le pourcentage de $Ca(OH)_2$ dans la phase solide au même âge donnent à penser qu'une plus grande quantité de C_3S du ciment portland avait réagi dans le mélange au laitier que dans la pâte de ciment portland. Bien que cette étude ait révélé que les laitiers refroidis à l'air peuvent afficher un rendement supérieur à celui des laitiers trempés, selon la finesse, il y a lieu de mener davantage de recherches dans ce domaine.

5. ACQUISITION DE RÉSISTANCE DANS LES REMBLAIS DE MINE RENFERMANT DES LAITIERS NON FERREUX

La plupart des études visant à encourager l'utilisation de laitiers de cuivre, de nickel et de plomb étaient axées sur une étude de faisabilité quant à leur utilisation en remplacement de ciment dans les remblais de mine. L'acquisition de résistance par le laitier de cuivre produit en four à réverbère, le laitier de plomb dézingué produit en four de fusion et le laitier de cuivre de convertisseur dans les remblais de mine a d'abord été étudiée par Thomas (3,6) en Australie et les données qu'il a recueillies sont présentées aux figures 3.2 et 3.3.

Dans une étude récente, Kam (29) a démontré qu'on pouvait acquérir une grande résistance avec les mélanges laitier-$Ca(OH)_2$, où une teneur plus élevée en $Ca(OH)_2$ se traduirait par une plus grande résistance (tableau 5.1). Il est possible d'acquérir avec les mélanges de laitier de cuivre produits en four à réverbère et de lime une résistance équivalente à celle qu'on obtient avec les mélanges ciment portland-laitier (29). Les variations observées dans la résistance du matériau de remplissage aux premiers âges sont en grande partie attribuables à la masse volumique et à la teneur en eau (tableau 5.2), qui sont toutes deux liées aux conditions de consolidation.

Aux âges plus avancés, les variations dans la résistance sont attribuables à la quantité de matériaux liants hydratés présents dans le mélange. S'il est nécessaire d'acquérir de la résistance au début, on devrait chercher à améliorer les méthodes de compactage des remblais dans les gradins. Selon Kam (29), il serait possible d'obtenir un compactage accru grâce à l'assèchement rapide du matériau de remblais mouillé au moment de la mise en place, et les méthodes de vibration devraient aussi faire l'objet de recherches. Une modification de la répartition de la taille des grains des matériaux de remblais, tels les limons rejetés

pourrait améliorer la répartition de la taille des particules et, de ce fait, le compactage du matériau de remblai.

Une étude récente menée par Emery (21) fait état d'essais effectués à 7, à 28 et à 90 jours sur un laitier de cuivre granulé provenant de l'Ontario et sur un de laitier de cuivre trempé et refondu provenant du Québec, dans des mélanges renfermant des résidus miniers (voir les tableaux 5.3 et 5.4). Les mesures ont été prises sur des cubes de 50 mm non compactés renfermant 70 % de résidus miniers. Ces cubes ont été démoulés

Tableau 5.1 — Résistance à la compression uniaxiale de pâtes delaitier de cuivre produit en four à réverbère et de $Ca(OH)_2$ (29) (Rapport eau/solides = 0,30)

CRFS*:$CA(OH)_2$	Résistance, en MPa	Moyenne, en MPa	Écart normal, en MPa
1:1	6,632 3,314 5,834 7,622	5,851	1,842
2:1	4,678 4,882 4,540 4,642	4,686	0,143

*CRFS : laitier de cuivre produit en four à réverbère.

Tableau 5.2 — Effet de la masse volumique et de la teneur en eau sur la résistance à la compression du matériau de remplissage aux premiers âges (24)

Masse volumique sèche, en g/cm^3	Teneur en eau, en g	Résistance, en MPa
2,21	29,7	2,028
2,10	12,3	1,596
2,10	15,2	1,331
2,18	13,5	1,852
2,17	12,6	1,869
1,96	16,3	0,926
2,13	13,8	1,719
2,23	11,9	1,771
2,15	13,3	1,640
2,18	12,6	1,940
2,20	13,2	2,134
2,10	15,5	1,667

Tableau 5.3 — Dosage des résidus de mine cimentés et acquisition de résistance à la compression (21)

Mélange	Laitier Mélange n° 1	Laitier Mélange n° 2	Laitier Mélange n° 3
Résistance à la compression, en MPa			
7 jours			
(résistance non suffisante aux fins des essais)	—	—	—
28 jours	2,2	2,3	2,5
	2,1	2,1	2,4
	1,9	2,3	2,5
Moyenne	2,1	2,2	2,5
90 jours	1,63	1,62	1,66
	1,66	1,68	1,68
	1,59	1,67	1,69
Moyenne	1,63	1,66	1,68
Laitier - 4 000 cm^2/g (Blaine), en kg	0,100	0,232	0,300
Ciment du type 10, en kg	0,100	0,116	0,100
Résidus - NRT, en kg	2,300	2,552	2,100
Eau, en kg	0,750	0,870	0,750

Nota : Le remplacement n'a pas été fait selon le volume absolu.
Mélange n° 1 : 4 % de laitier - 4 000 cm^2/g (Blaine) et 4 % de ciment portland du type 10.
Mélange n° 2 : 8 % de laitier - 4 000 cm^2/g (Blaine) et 4 % de ciment portland du type 10.
Mélange n° 3 : 12 % de laitier - 4 000 cm^2/g (Blaine) et 4 % de ciment portland du type 10.

Tableau 5.4 — Dosage d'un mélange de gravier de remplissage cimenté et acquisition de résistance à la compression (21)

	Résistance à la compression en MPa
7 jours	
(Résistance non suffisante aux fins des essais)	
28 jours	1,04
	1,14
	0,88
Moyenne	1,02
90 jours	1,59
	1,88
	1,72
Moyenne	1,73
Dosage du mélange KCCG-3 000, en kg	3,27
Ciment du type 10 de l'ASTM, en kg	2,18
Granulat fin, en kg	27,27
Granulat grossier, en kg	81,82
Eau, en kg	5,46

Nota : 1. On a observé une ségrégation à certains emplacements dans les cylindres d'essai.
2. Le remplacement n'a pas été fait selon le volume absolu.

après acquisition d'une résistance suffisante; ils ont été entreposés dans une pièce humide à 23 °C; après 28 jours, les échantillons ont été soumis à des essais visant à déterminer la résistance à la compression. Une très faible amélioration de la résistance a été observée dans les systèmes liants renfermant 12 % de laitier en poids et 4 % de ciment portland en proportion du poids total, par comparaison avec le mélange contenant 4 % de laitier (en poids) et 4 % de ciment portland aussi en proportion du poids total.

Une diminution de la résistance à la compression entre 28 et 90 jours a aussi été signalée. Il y a lieu de croire que la plupart des propriétés liantes étaient attribuables au ciment portland et que la résistance à la compression moins élevée à 90 jours peut être reliée aux composants des résidus qui provoquent des réactions chimiques au cours de la cure. On doute qu'il s'agit là d'un élément qui entre en jeu dans les applications réelles.

6. ACQUISITION DE RÉSISTANCE DES MORTIERS ET DU BÉTON RENFERMANT DES LAITIERS NON FERREUX

Des essais de résistance à la compression de mortiers renfermant des liants au laitier non ferreux ont été menés par Laneuville (5) et par Baragano (4), sur des laitiers de nickel et de cuivre. Par ailleurs, des rapports de recherche portant sur l'utilisation de laitier de plomb en remplacement d'une partie du ciment portland dans des blocs conservés à la vapeur ont récemment été publiés (7). Les échantillons étaient faits de laitier de plomb broyé et de matériaux renfermant du calcium, tels la chaux, le gypse et le ciment portland. Les mélanges préparés se composaient de trois parties de sable et d'une partie d'un liant constitué de diverses combinaisons de ciment portland du type III de l'ASTM et de laitier de plomb broyé à une finesse de 2 500 cm^2/g. Les résultats obtenus démontrent qu'on peut remplacer jusqu'à 25 % de ciment en proportion du poids total par du laitier broyé avant que survienne une perte de résistance appréciable (figure 6.1).

Des chercheurs ont publié un rapport sur des essais portant sur l'acquisition de résistance par les mortiers, dont certains renfermaient des laitiers de plomb, de nickel et de cuivre soit granulés, soit trempés, soit refroidis à l'air provenant de sources canadiennes, et les résultats de ces essais sont présentés au tableau 5.3 (21). Du laitier a été utilisé en remplacement de ciment portland dans le mortier. Les mortiers ont été soumis à une cure à 38 °C pendant 28 jours. La résistance observée était plus élevée dans les laitiers de nickel refroidis à l'air que dans ceux qui avaient été trempés. La résistance de laitier de cuivre granulé provenant de l'Ontario se trouvait légèrement améliorée par l'addition de 20 % de CaO au laitier fondu et par trempage en eau abondante.

Lors de recherches menées par Emery (21), le laitier de cuivre produit en four à réverbère et refroidi à l'air, en provenance du Québec, a affiché une résistance supérieure à celle du laitier trempé provenant de la même source et dont certains échantillons possédaient la même finesse. Une partie des données qu'il a recueillies est présentée au tableau 6.1. Par ailleurs, une autre série d'essais a été effectuée sur des mortiers dans lesquels 50 % du ciment portland avait été remplacé par du laitier (21). Ces mortiers ont fait l'objet d'une cure à la température ambiante (23 °C) et été soumis à des essais à 1, à 7, à 28 et à 90 jours (tableau 6.2). Les résultats obtenus révèlent que plusieurs laitiers peuvent être utilisés en remplacement de ciment portland lorsqu'ils présentent une finesse de 4 000 cm^2/g mesurée selon la méthode de Blaine.

Douglas et Mainwaring (15) ont publié des données sur l'acquisition de résistance dans des mortiers renfermant des liants ciment portland-laitiers de cuivre, utilisés en remplacement de 35 ou de 70 % du ciment.

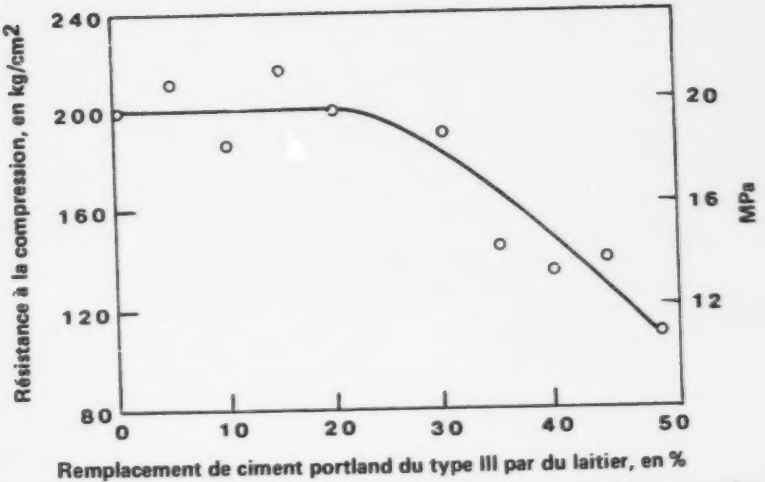


Figure 6.1 — Résistance à la compression de liants de ciment portland du type III – laitier de plomb, selon divers taux de remplacement du ciment (7)

Ces mortiers ont été placés dans des récipients étanches entreposés à 23 ± 1,7 °C et soumis à des essais à 1, à 7, à 28 et à 90 jours (figures 6.2.a, 6.2.b, 6.2.c et 6.2.d).

La résistance à la compression du mortier renfermant 35 % de laitier refroidi à l'air broyé à une finesse de 4 000 cm^2/g (mesurée selon la méthode de Blaine) était plus élevée que celle d'un mortier renfermant 35 % de laitier trempé présentant la même finesse. À 90 jours, la résistance du laitier refroidi à l'air atteignait celle du mortier de ciment portland qui servait de témoin. Dans les mortiers où le taux de remplacement se situait à 70 %, le mortier renfermant du laitier trempé a acquis une résistance supérieure à celle du mortier qui renfermait du laitier refroidi à l'air.

D'autres études récentes portant sur des laitiers non ferreux canadiens révèlent que certains laitiers broyés à une finesse de 4 000 cm^2/g affichent un rendement supérieur à celui des matériaux correspondants dont la finesse est de 3 000 cm^2/g. Toutefois, de nombreux matériaux présentant une finesse de 3 000 cm^2/g se révèlent assez réactifs pour qu'il ne soit pas nécessaire d'engager les frais inhérents à un broyage supplémentaire (11).

Les résultats d'une étude sur des mélanges de béton renfermant des laitiers non ferreux broyés canadiens ont été publiés en détail (21), et l'acquisition de résistance à la compression observée est indiquée aux tableaux 6.3, 6.4 et 6.5. Le tableau 6.5 démontre l'effet d'un adjuvant

Tableau 6.1 — Résistance à la compression à 28 jours (en MPa) de cubes de mortier soumis à une cure à 38 °C renfermant du laitier en remplacement de 20, 35, 50 et 70 % du ciment portland selon le volume absolu (21)

	Plomb (N.-B.) Granulé	Nickel (Ont.) Refroidi à l'air	Nickel (Ont.) Trempé	Cuivre (Ont.) Granulé	Cuivre (Ont.) Trempé	Cuivre (QC) Refroidi à l'air	Cuivre (QC) Refroidi à l'air	Cuivre (QC) Trempé	Cuivre (QC) Granulé
TÉMOIN	29,6	29,6	29,6	29,6	29,6	29,6	29,6	29,6	29,6
20 %									
2 000 (BLAINE)	21,4	22,5	17,1	16,0	20,7	20,8	21,7	19,3	20,2
3 000	22,7	24,0	20,9	23,4	23,6	22,1	25,2	23,9	20,6
4 000	30,5	24,8	23,8	25,4	25,8	24,6	26,5	25,7	24,6
5 000	32,3	30,2	26,3	NB	27,5	25,0	30,8	27,6	26,2
35 %									
2 000 (BLAINE)	14,7	18,9	16,4	14,4	17,0	14,6	17,2	15,1	16,6
3 000	16,1	21,5	19,7	20,4	21,3	19,8	23,7	21,5	20,8
4 000	28,5	24,5	23,0	20,3	22,5	20,8	25,3	23,8	23,5
5 000	30,0	29,1	25,9	NB	24,1	24,6	30,3	25,3	24,3
50 %									
2 000 (BLAINE)	13,7	18,3	13,9	9,5	13,8	11,3	14,6	13,4	13,3
3 000	15,0	19,1	17,3	15,5	18,0	18,0	22,7	20,2	17,3
4 000	20,6	21,4	20,9	17,8	18,8	19,7	23,9	23,6	21,3
5 000	22,3	28,7	25,4	NB	19,6	23,3	26,9	24,4	22,0
70 %									
2 000 (BLAINE)	7,3	11,9	7,8	7,2	9,7	7,0	11,5	9,7	9,6
3 000	7,9	12,8	12,1	8,5	12,8	10,5	14,5	12,5	11,7
4 000	8,5	17,1	13,0	9,1	13,4	13,9	17,5	16,0	14,7
5 000	10,8	19,8	16,8	NB	15,5	15,6	21,0	20,4	18,8

Nota : 1. Le ciment portland satisfait aux exigences du type CSA n° 10.
2. La finesse nominale des laitiers mesurée selon la méthode de Blaine est de 2 000, de 3 000, de 4 000 et de 5 000 cm^2/g.
3. La résistance à la compression est toujours exprimée en MPa.
4. NB indique que le laitier n'a pas été broyé jusqu'à cette finesse.

Tableau 6.2 — Résistance à la compression à 23 °C (en MPa) sur cube de mortier renfermant du laitier en remplacement de 50 % du ciment portland selon le volume absolu (21)

	Plomb (N.-B.) Granulé	Nickel (Ont.) Refroidi à l'air	Nickel (Ont.) Trempé	Cuivre (Ont.) Granulé	Cuivre (Ont.) Trempé	Cuivre (QC) Refroidi à l'air	Cuivre (QC) Refroidi à l'air	Cuivre (QC) Trempé	Cuivre (QC) Granulé
TÉMOIN - 7 jours	31,3	31,3	31,3	31,3	31,3	31,3	31,3	31,3	31,3
28 jours	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8
2 000 jours 1 (BLAINE)	7,0	3,9	4,8	4,6	4,7	3,1	3,3	4,3	3,8
7	10,8	8,7	10,7	9,0	9,1	8,8	9,2	9,3	7,4
28	19,1	14,2	17,8	19,0	17,0	12,0	14,4	16,2	13,8
90	29,5	21,6	23,0	25,1	21,7	16,7	19,4	21,1	18,5
3 000 jours 1 (BLAINE)	8,5	4,0	5,0	4,9	5,0	4,7	3,3	5,0	4,0
7	12,4	8,8	10,8	10,3	11,0	10,9	9,5	12,6	8,6
28	23,5	15,6	19,3	25,7	21,8	15,7	18,0	24,6	14,3
90	37,9	26,0	26,1	29,7	26,5	20,6	25,9	32,0	24,3
4 000 jours 1 (BLAINE)	12,1	4,1	5,2	5,6	6,3	5,0	4,3	5,6	4,7
7	14,1	10,0	11,7	10,5	12,5	12,0	11,0	14,8	10,3
28	29,8	17,5	21,7	26,7	24,8	19,2	20,5	30,5	21,6
90	40,2	28,3	26,6	31,4	31,1	23,2	29,2	37,3	29,1
5 000 jours 1 (BLAINE)	14,1	4,4	7,0	NB	7,5	5,1	4,5	5,9	5,3
7	18,2	11,2	13,1		16,0	12,9	11,2	17,1	11,5
28	28,7	25,0	26,2		30,4	21,3	24,2	35,2	25,9
90	43,7	33,1	31,7		38,9	26,8	32,0	38,3	32,8

Nota : 1. Le ciment portland satisfait aux exigences des prescriptions de l'ASTM "Specifications for ground blast-furnace slag for use in concrete and motars".
2. La finesse nominale des laitiers mesurée selon la méthode de Blaine est de 2 000, de 3 000, de 4 000 et de 5 000 cm^2/g.
3. La résistance à la compression est toujours exprimée en MPa et l'étalement est indiqué pour chaque mélange.
4. NB indique que le laitier n'a pas été broyée jusqu'à cette finesse.

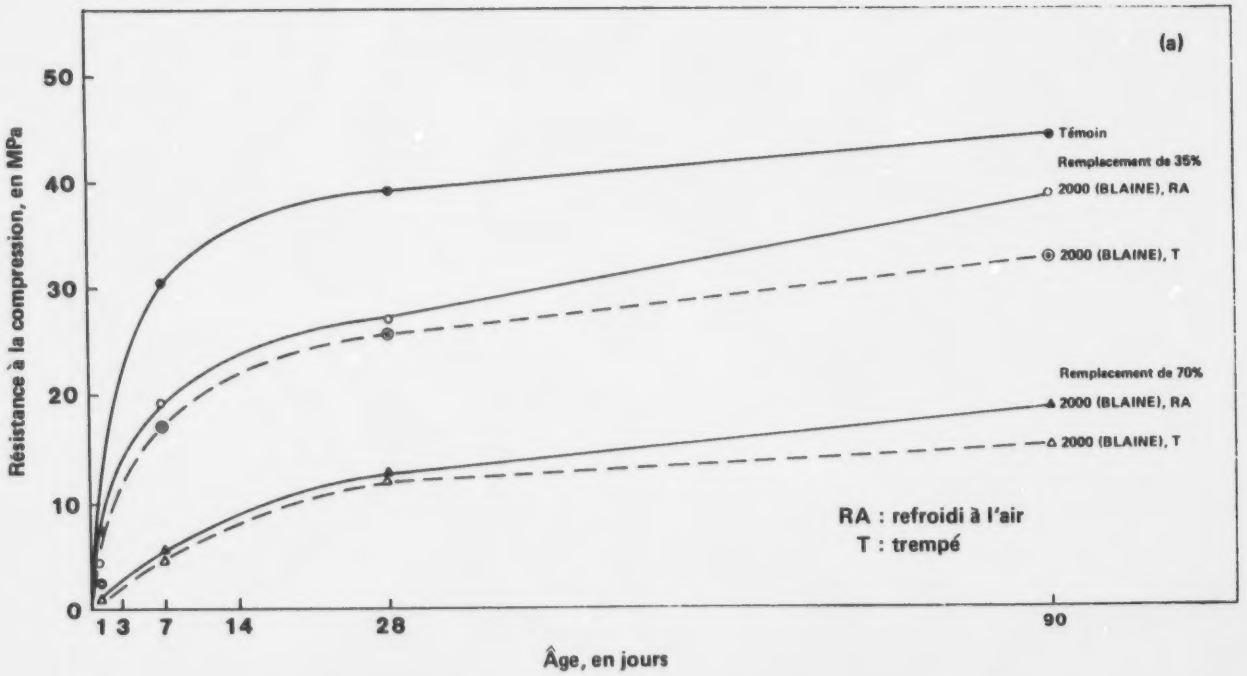


Figure 6.2.a — Acquisition de résistance dans des mortiers de ciment portland–laitier de cuivre soumis à une cure à la température ambiante (15) – Laitier broyé à une finesse de 2 000 cm²/g

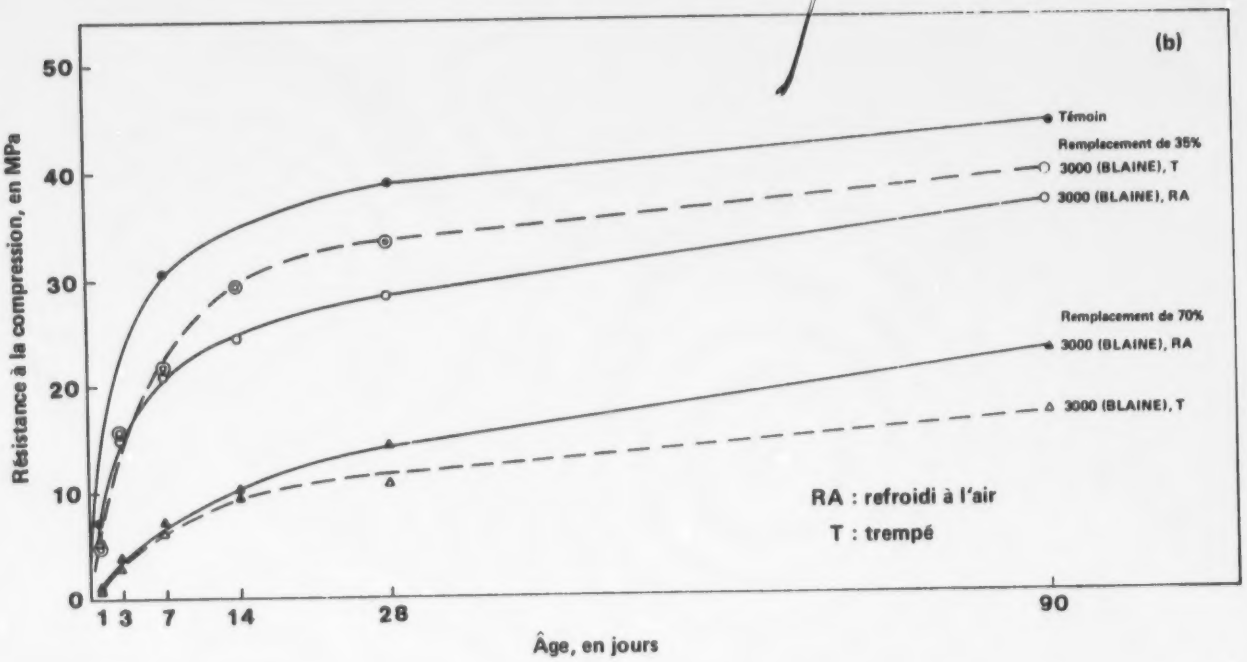


Figure 6.2.b — Acquisition de résistance dans des mortiers de ciment portland-laitier de cuivre soumis à une cure à la température ambiante (15) - Laitier broyé à une finesse de 3 000 cm^2/g

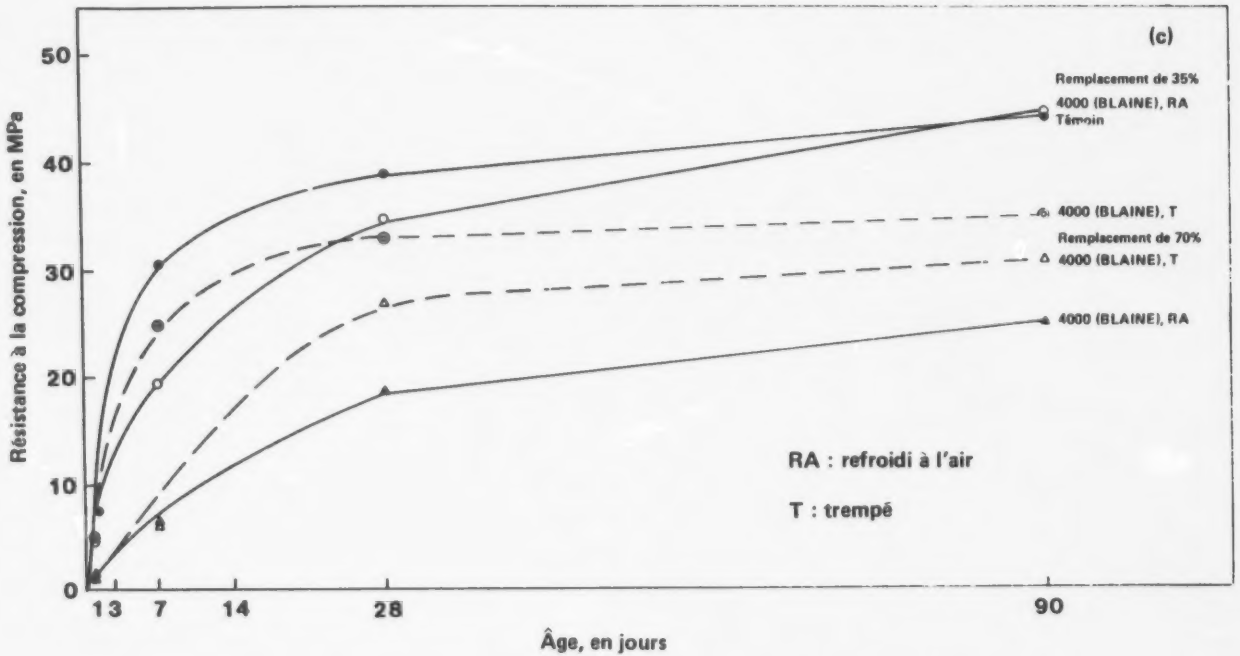


Figure 6.2.c — Acquisition de résistance dans des mortiers de ciment portland–laitier de cuivre soumis à une cure à la température ambiante (15) – Laitier broyé à une finesse de 4 000 cm²/g

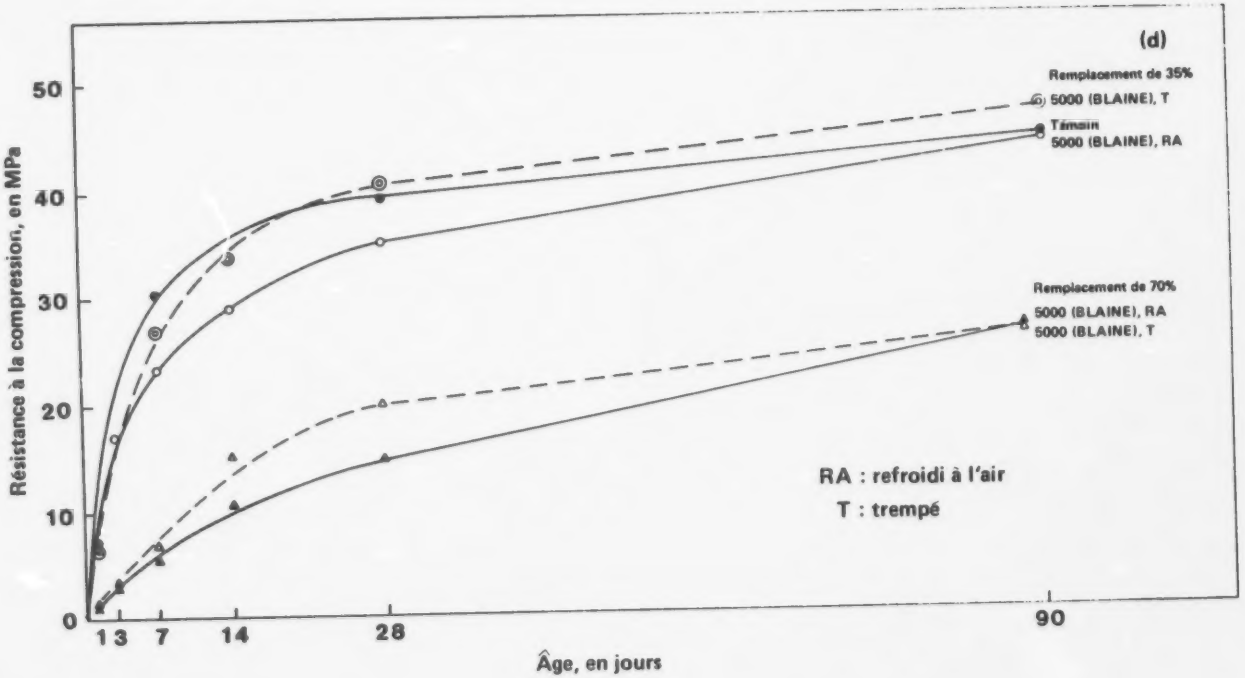


Figure 6.2.d — Acquisition de résistance dans des mortiers de ciment portland-laitier de cuivre soumis à une cure à la température ambiante (15)

réducteur d'eau sur l'acquisition de résistance à la compression à divers âges. Les tableaux 6.4 et 6.5 permettent d'établir une comparaison entre les mélanges de béton renfermant des laitiers non ferreux broyés pour ce qui est de l'acquisition de résistance à la compression à 7, à 28 et à 90 jours, ainsi que le rapport de la résistance à la compression de chaque mélange à celle du témoin aux mêmes âges.

La figure 6.3 illustre l'acquisition de résistance à la compression et la figure 6.4, le rapport de la résistance à la compression. De toute évidence, la résistance à la compression des mélanges de béton renfermant du laitier de plomb à 90 jours correspond à la résistance à la compression du témoin à 28 jours.

Effet de la teneur en verre sur l'acquisition de résistance

On dispose de données limitées sur le lien entre la teneur en verre et l'acquisition de résistance avec le temps pour le béton de ciment portland renfermant du laitier non ferreux. Les résultats visant l'acquisition de résistance dans les liants renfermant du laitier non ferreux refroidi à l'eau et du laitier non ferreux trempé, ont été publiés dans un brevet canadien (5). Des mortiers présentant un rapport ciment/laitier de 70:30 ont été soumis à des essais aux fins de détermination de la résistance à la compression (C 109 de l'ASTM). On a alors utilisé des laitiers de nickel; les laitiers refroidis à l'air ont été broyés pour qu'on obtienne une surface spécifique de 4 000 cm^2/g, tandis que les laitiers granulés l'ont été pour que la surface spécifique soit de 3 800 cm^2/g. Les résultats obtenus à 90 jours de cure révèlent que le trempage à l'eau améliorait la résistance à long terme des liants renfermant du laitier de nickel vitreux.

Douglas et ses collaborateurs (30) ont fait état d'essais portant sur l'acquisition de résistance dans des mortiers (C 109 de l'ASTM) renfermant des laitiers de plomb, de nickel et de cuivre soit refroidis à l'air, soit granulés, soit trempés, provenant de sources canadiennes. Dans le cadre de chaque essai, le laitier était incorporé au mortier en remplacement d'une quantité différente de ciment portland. Les mortiers ont été soumis à une cure à 38 °C pendant 28 jours. Ils ont observé une résistance plus élevée dans les laitiers de cuivre refroidis à l'air que dans ceux qui avaient été trempés (voir les figures 6.2). La résistance du laitier de cuivre granulé provenant de l'Ontario affichait une légère augmentation lorsqu'on ajoutait 20 % de CaO au laitier fondu et qu'on le soumettait à un trempage en eau abondante. Certains échantillons de laitier de cuivre produit en four à réverbère refroidi à l'air, provenant du Québec, présentaient une résistance supérieure à celle des échantillons de laitier trempé plus vitreux provenant de la même source.

Tableau 6.3 — Granulométrie du granulat grossier et du granulat fin dans les mélanges de béton (21)

	Ouverture des mailles du tamis	Pourcentage de tamisat	Exigences de la norme CSA A23.1 Pourcentage de tamisat
Granulat grossier	25,4 mm	100	100
	19 mm	95	de 90 à 100
	12,7 mm	52	de 30 à 75
	9,5 mm	36	de 20 à 55
	4,75 mm	2	de 0 à 10
Granulat fin	9,5 mm	100	100
	4,75 mm	97	de 95 à 100
	2,36 mm	85	de 80 à 100
	1,18 mm	72	de 50 à 85
	600 µm	52	de 25 à 60
	300 µm	22	de 10 à 30
	150 µm	6	de 2 à 10

Une autre série d'essais a été effectuée sur des mortiers (C 109 de l'ASTM) dans lesquels 50 % du ciment portland avait été remplacé par du laitier (31). Les mortiers ont été soumis à une cure à la température ambiante (23 °C) et soumis à des essais à 1, à 7, à 28 et à 90 jours (voir le tableau 6.2). Les résultats obtenus démontrent que certains laitiers broyés à une finesse de 4 000 cm^2/g et ayant fait l'objet d'une cure de 90 jours affichaient un rendement supérieur à celui des échantillons témoins.

Douglas et Mainwaring (15) ont récemment fait rapport sur l'acquisition de résistance dans les mortiers renfermant des liants ciment portland-laitier de cuivre en remplacement de 35 et de 70 % du ciment. Les cubes de mortier (C 595 de l'ASTM) ont été soumis à des essais à 1, à 7, à 28 et à 90 jours (figure 6.5). La résistance à la compression du mortier renfermant 35 % de laitier refroidi à l'air broyé à une finesse de 4 000 cm^2/g (mesurée selon la méthode de Blaine) était supérieure à celle d'un mortier renfermant 35 % du laitier trempé plus vitreux. À 90 jours, la résistance du laitier refroidi à l'air atteignait celle du mortier de ciment portland qui servait de témoin.

Effet de la finesse sur l'acquisition de résistance

L'amélioration de la résistance des laitiers de haut fourneau granulés plus fins signalée par un autre auteur (32) a amené certains chercheurs à étudier l'effet de la finesse sur l'acquisition de résistance par les liants renfermant du laitier de nickel (5). Des données ont été publiées sur la résistance à la compression de mortiers (C 109 de l'ASTM) renfermant 70 % de ciment portland et 30 % de laitier de nickel refroidi à l'air. Ces mortiers ont été conservés à l'eau à 23 °C. Une augmentation d'environ 15 % de la résistance à la compression après 90 jours a été observée dans le cas d'échantillons renfermant des laitiers broyés à une finesse de 4 000 cm^2/g, en comparaison des laitiers broyés à une finesse de 3 000 cm^2/g.

Des données ont aussi été publiées sur des mortiers renfermant du laitier de nickel refroidi à l'air possédant une composition chimique similaire, mais une teneur en MgO de 2 % plus élevée que celle que présentait le premier échantillon (5). L'acquisition de résistance par les deux laitiers refroidis à l'air était à peu près la même lorsque ceux-ci étaient broyés à une finesse de 4 000 cm^2/g. Toutefois, le fait d'augmenter la surface spécifique à 7 700 cm^2/g s'est traduit par une augmentation d'environ 15 % de la résistance à la compression à 90 jours. L'acquisition de résistance par des mortiers renfermant du laitier de nickel refroidi à l'air broyé à diverses finesses et soumis à une cure à 23 °C est illustrée à la figure 6.6 (5). Au Canada, un auteur (29) a fait état de la résistance à la compression à 28 jours de mortiers renfermant des laitiers de plomb, de nickel ou de cuivre broyés à une finesse de 2 000, de 3 000, de 4 000 et de 5 000 cm^2/g (voir tableau 6.2).

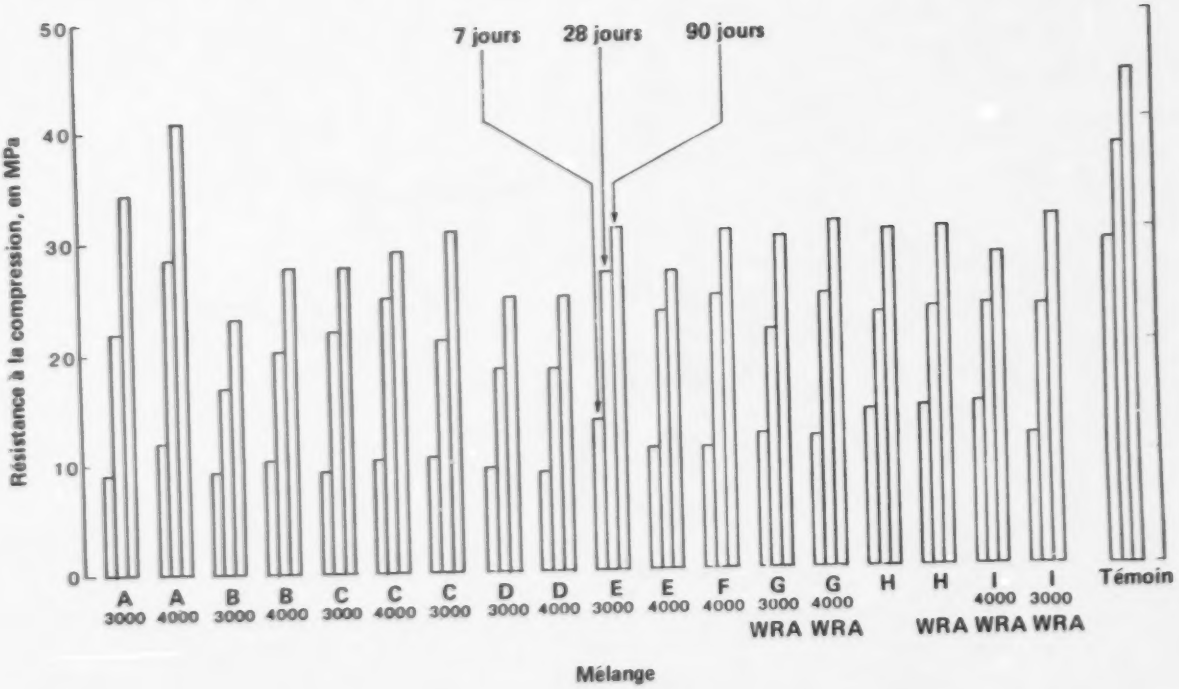


Figure 6.3 — Résistance à la compression de mélanges de béton (21)

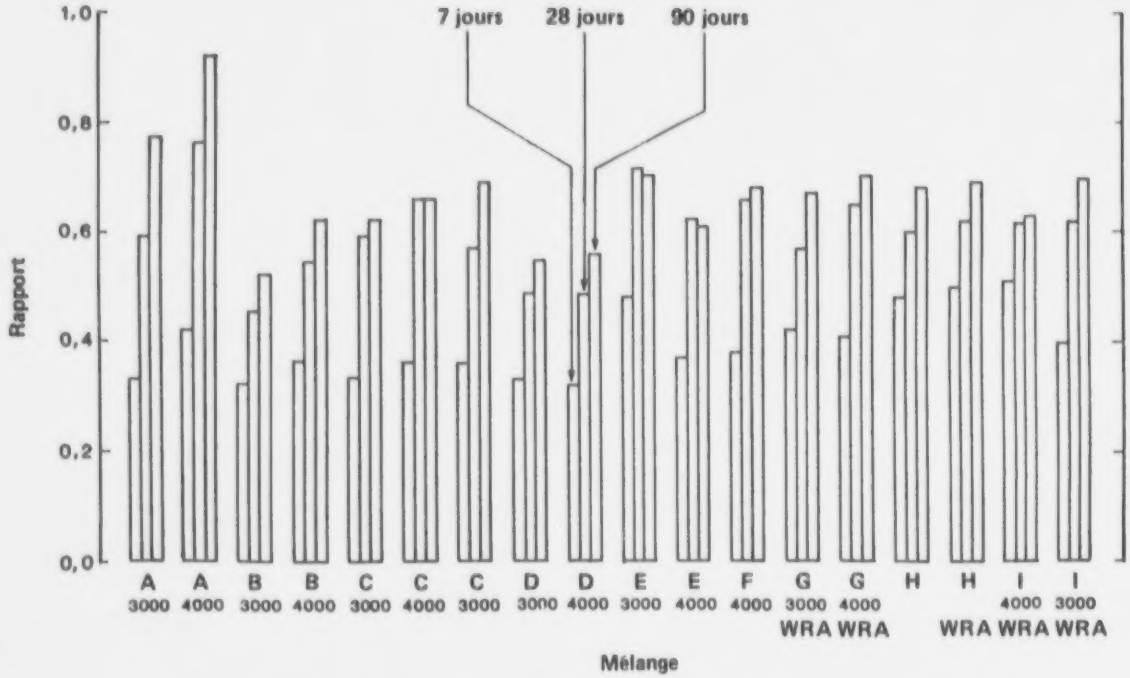


Figure 6.4 — Rapports de la résistance à la compression de mélanges de béton (21)

Tableau 6.4 — Acquisition de résistance à la compression dans des mélanges de béton renfermant du laitier non ferreux broyé en remplacement de 50 % du ciment portland du type CSA n°10 selon le volume absolu (21)

Mélange	A	A	B	D	D	E	G	G
BLAINE	3 000	4 000	3 000	4 000	3 000	4 000	3 000	3 000
Détails sur le mélange								
Laitier non ferreux broyé, en kg	8,32	8,32	7,36	7,36	8,09	8,09	7,04	7,31
Ciment du type 10, en kg	6,54	6,54	6,54	6,54	6,54	6,54	6,04	6,54
Granulat fin, en kg	38,41	38,41	38,41	38,41	38,41	38,41	35,54	38,41
Granulat grossier, en kg	52,86	52,86	52,86	52,86	52,86	52,86	48,96	52,86
Eau, en kg	7,28	7,28	6,82	6,82	7,17	7,17	6,41	6,80
Adjuvant réducteur d'eau, en mL	—	—	—	—	—	—	—	—
Affaissement, en mm	130	130	75	75	110	120	50	70
Teneur en air, en %	1,5	1,5	2,2	1,9	1,5	1,9	1,7	1,5
Température, en °C	20	19	20	20	20	20	20	20
Masse volumique apparente, en kg/m^3	1 937	1 963	1 949	1 923	1 958	1 953	1 937	1 958
Résistance à la compression, en MPa								
7 jours	9,5	12,4	9,2	10,7	9,9	10,2	10,7	9,7
	9,3	11,9	9,2	10,2	9,4	11,1	10,5	9,6
	10,0	12,1	9,7	10,7	9,5	10,4	10,7	9,4
Moyenne	9,6	12,1	9,4	10,5	9,6	10,6	10,6	9,6
28 jours	23,7	28,5	16,8	20,1	22,4	24,7	21,4	17,3
	21,4	27,3	17,3	20,4	22,4	24,7	21,7	19,4
	21,7	30,3	16,8	20,9	21,9	26,0	21,2	18,4
Moyenne	22,2	28,7	17,0	20,5	22,2	25,1	21,4	18,4
90 jours	32,6	40,8	23,4	28,5	28,0	28,5	31,6	24,5
	35,6	39,7	24,0	28,0	28,0	30,1	30,1	25,5
	35,7	42,8	22,9	27,0	27,5	29,6	31,1	24,5
Moyenne	34,6	41,1	23,4	27,8	27,8	29,4	30,9	24,8

Nota : Tous les mélanges et tous les essais effectués en conformité avec les normes CSA A23.1 et CSA A23.2 respectivement. Les échantillons consistaient en des cylindres de 100 × 200 mm pour tous les mélanges, sauf le Témoin 1 (cylindres de 150 × 300 mm).

Tableau 6.5 — Acquisition de résistance à la compression dans des mélanges de béton renfermant du laitier non ferreux broyé en remplacement de 50 % du ciment portland du type 10 selon le volume absolu et contenant un adjuvant réducteur d'eau (WRA) (21)

Mélange	A	A	C	C	F	G
Détails sur le mélange	3 000 WRA	4 000 WRA		WRA	4 000 WRA	4 000 WRA
Laitier non ferreux broyé, en kg	7,36	7,36	7,14	7,14	7,77	7,32
Ciment du type 10, en kg	6,54	6,54	6,54	6,54	6,54	6,54
Granulat fin, en kg	38,41	38,41	38,41	38,41	38,41	38,41
Granulat grossier, en kg	52,86	52,86	52,86	52,86	52,86	52,86
Eau, en kg	6,46	6,46	6,46	6,46	6,46	6,46
Adjuvant réducteur d'eau (WRA), en mL	64,5 (TCDA A)	64,5 (TCDA A)	—	63,5 (Mulco A)	66,4 (Mulco A)	64,3 (TCDA A)
Affaissement, en mm	110	90	40	90	90	90
Teneur en air, en %	4,0	3,3	2,5	5,3	3,3	3,7
Température, en °C	21	21	20	22	21	21
Masse volumique apparente, en kg/m_3	1 967	1 936	1 954	1 913	1 937	1 967
Résistance à la compression, en MPa						
7 jours	12,2	12,0	14,8	14,8	15,0	11,2
	12,2	11,7	13,8	14,8	14,5	11,7
	11,7	12,4	13,8	14,0	14,8	11,7
Moyenne	12,0	12,0	14,1	14,5	14,8	11,5
28 jours	21,4	24,5	22,9	24,0	23,4	22,9
	21,9	24,5	22,4	23,2	24,0	24,0
	21,4	25,0	23,4	22,9	23,4	24,0
Moyenne	21,6	24,7	22,9	23,9	23,6	23,6
90 jours	30,6	31,1	31,1	30,1	27,8	30,6
	29,6	31,6	30,1	31,1	28,8	31,6
	29,1	21,1	20,1	31,2	28,3	31,7
Moyenne	29,8	31,3	30,4	30,8	28,3	31,3

Nota : Tous les mélanges et tous les essais effectués en conformité avec les normes CSAA23.1 et CAS23.2 respectivement. Les échantillons consistainet en des cylindres de 100 × 200 mm.

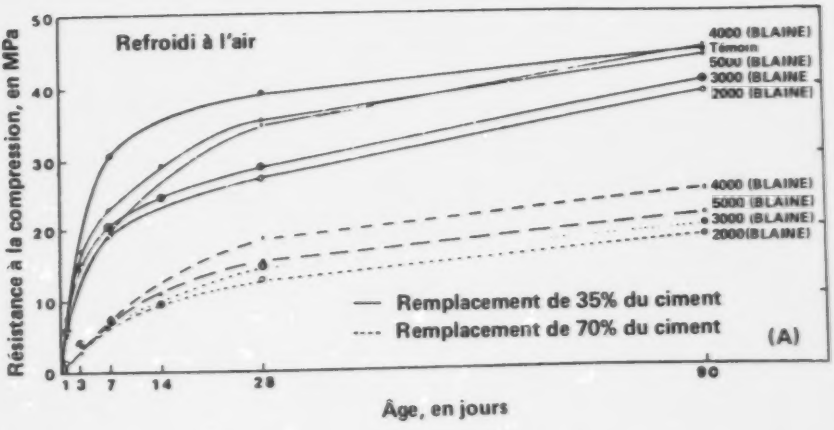


Figure 6.5.a — Acquisition de résistance dans les mortiers de ciment portland–laitier renfermant 35 et 70 % de laitier refroidi à l'air en remplacement de ciment

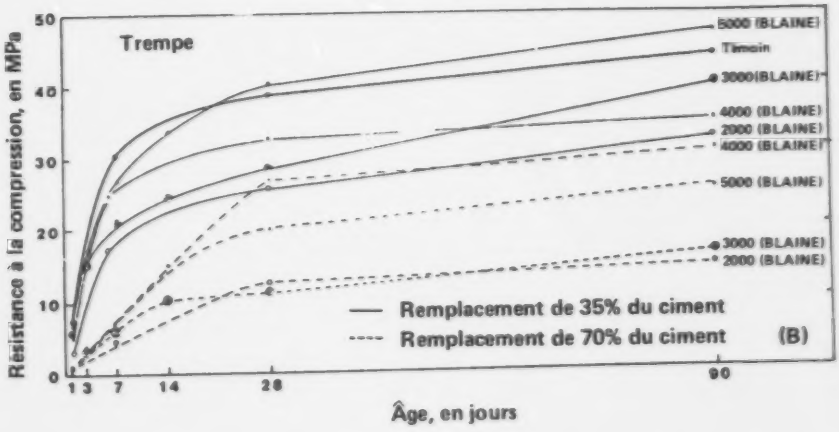


Figure 6.5.b — Acquisition de résistance dans les mortiers de ciment portland–laitier renfermant 35 et 70 % de laitier trempé en remplacement de ciment

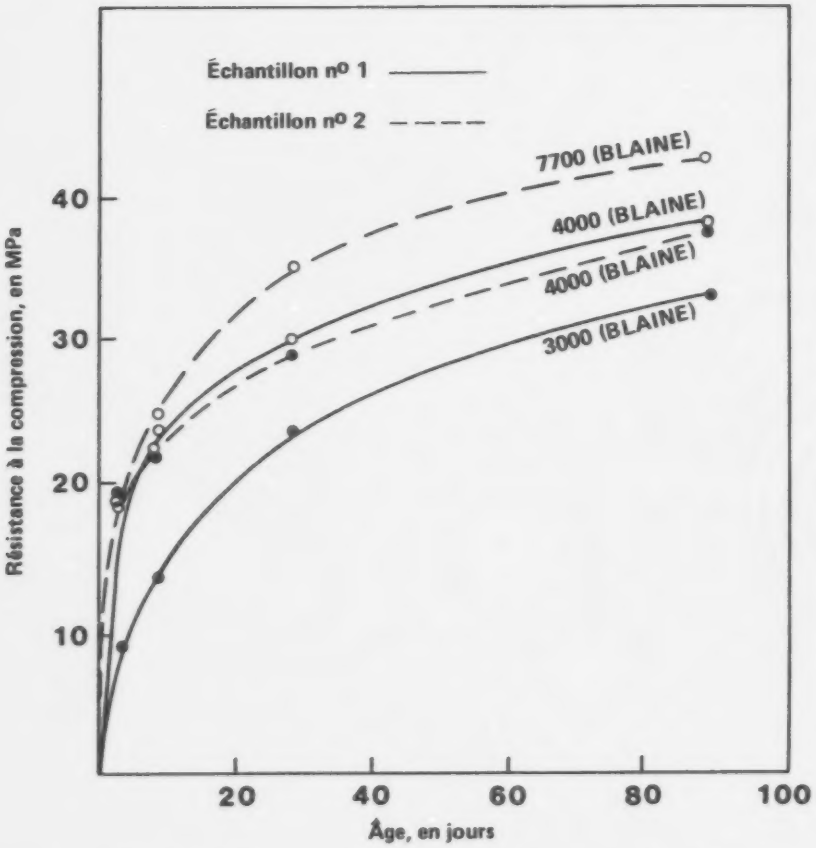


Figure 6.6 — Effet de la finesse sur la résistance à la compression de liants renfermant 70 % de ciment portland et 30 % de laitier de nickel refroidi à l'air, ces pourcentages étant déterminés en fonction du poids (5)

Effet de la teneur en laitier sur l'acquisition de résistance

Des divergences apparentes quant à l'effet de la teneur en laitier sur l'acquisition de résistance par les liants renfermant du laitier de nickel ont été signalées. Thomas (33) a observé une résistance accrue dans les mélanges de résidus renfermant une quantité déterminée de ciment portland et une teneur en laitier de cuivre correspondant environ au double de la teneur en ciment.

Selon Laneuville (24), le laitier de nickel granulé entraîne une amélioration négligeable de la résistance aux premiers âges et cette contribution s'accroît progressivement après 90 jours de conservation à l'eau à 21 °C dans le cas des liants renfermant moins de 45 % de laitier (figure 6.7).

Laneuville a expliqué la contradiction entre ces deux ensembles de résultats, soit ceux de Thomas et ceux qu'il a lui-même obtenus, en fonction de la diminution du rapport eau/matériaux liants lorsqu'on ajoute de plus grandes quantités de laitier à une quantité constante de ciment portland. La mesure de l'eau combinée dans les mortiers de liants renfermant du laitier a révélé un lien direct entre la résistance à la compression et l'eau combinée (figure 6.8).

Effet des activants sur l'acquisition de résistance

La faible résistance à la compression observée aux premiers âges dans des mortiers présentant un rapport ciment portland/laitier de cuivre de 65:35 a amené les chercheurs à étudier l'effet des activants alcalins sur la résistance aux premiers âges (4). Atwell (1) a signalé que lorsqu'on ajoutait à des mortiers renfermant des mélanges ciment portland-laitier de cuivre de 5 à 10 % de poussière provenant d'un dépoussiéreur présentant une teneur en oxydes alcalins d'environ 5 %, la résistance à la compression observée à 7 jours affichait une augmentation pouvant atteindre 25 %.

Laneuville (5) a examiné des mortiers renfermant du laitier en remplacement de 30 % du ciment portland afin d'étudier l'effet du carbonate de calcium et du chlorure de calcium sur le laitier de nickel soit refroidi à l'air soit granulé. Il en est arrivé à la conclusion qu'on n'améliore pas la résistance à la compression des mortiers renfermant du laitier de nickel en augmentant sa basicité.

L'activation au moyen de chlorure de calcium s'est révélée efficace aux fins d'amélioration du rendement des laitiers refroidis à l'air après une cure de sept jours (figure 6.9). Les résultats obtenus ont montré une augmentation de la résistance à tous les âges dans le cas des laitiers granulés auxquels on ajoutait 2 % de chlorure de calcium.

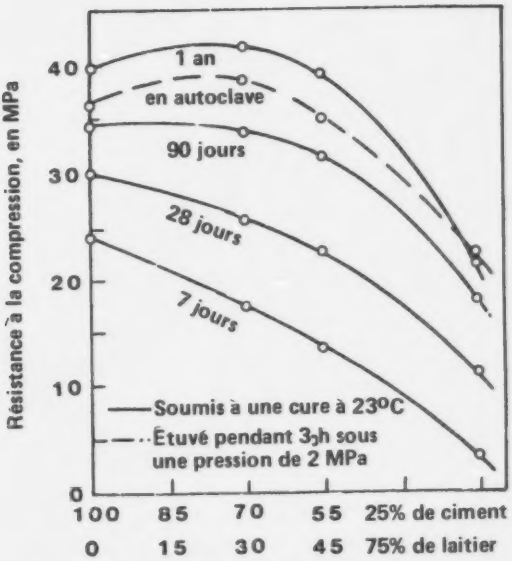


Figure 6.7 — Effet de la teneur en laitier des liants sur la résistance à la compression de cubes de mortier (34)

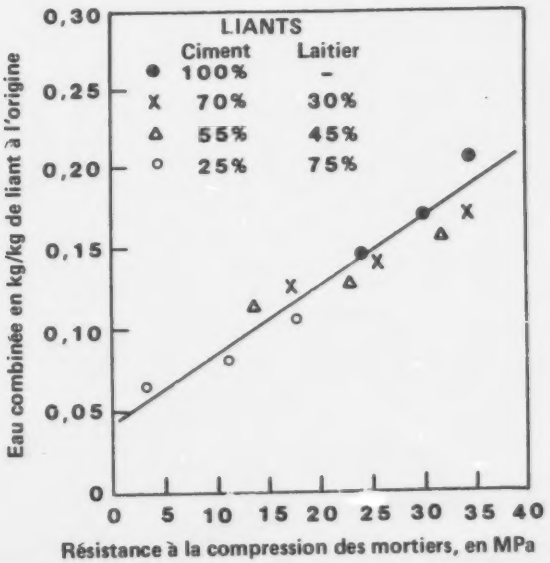


Figure 6.8 — Corrélation entre l'eau combinée et la résistance à la compression (34)

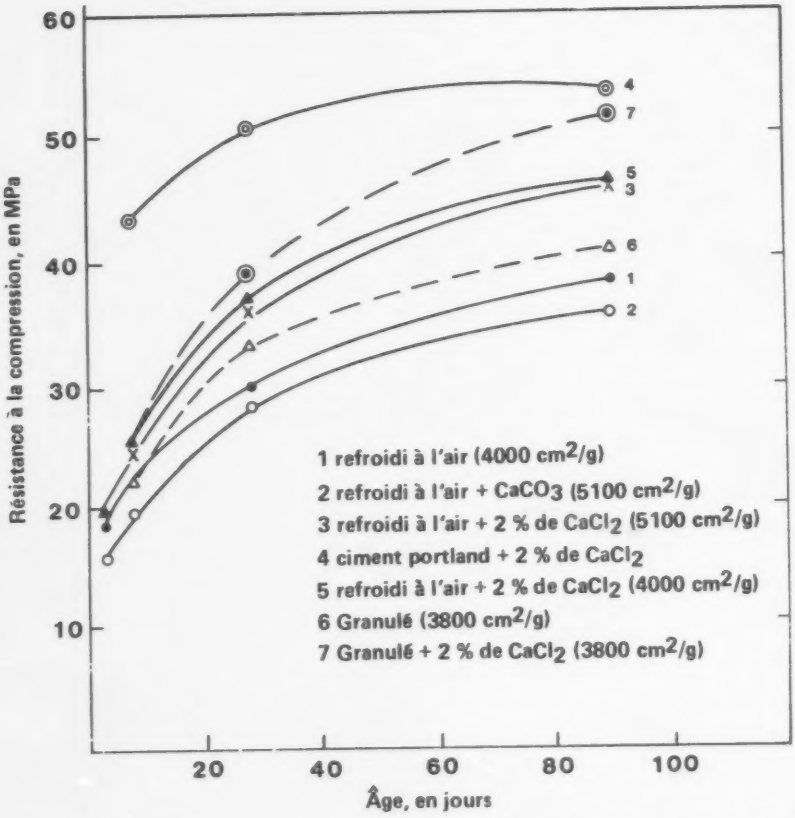


Figure 6.9 — Effet des activants sur la résistance à la compression de laitiers de nickel refroidis à l'air et granulés broyés de manière à obtenir des finesses variées (5)

Laneuville (5) a fait des essais sur l'efficacité de la poussière provenant d'un dépoussiéreur utilisée comme activant. La poussière du four renfermait 16,8 % d'oxyde de potassium et 9,5 % d'oxyde de calcium libre. Il en a conclu qu'en incorporant cette poussière aux liants ciment portland-laitier de nickel, on obtenait des liants présentant de meilleures caractéristiques quant à la résistance aux premiers âges et des propriétés qui se rapprochent de celles des mortiers de ciment portland.

Toutefois, des études récentes révèlent que l'activation de laitiers de plomb, de nickel et de cuivre par l'addition de Na(OH) à l'eau de gâchage, à une concentration de 200 g/L, ou par le remplacement de ciment portland par de la poussière provenant d'un four à ciment ne se traduit pas par un rendement satisfaisant (10).

7. DURABILITÉ DES MORTIERS RENFERMANT DES LAITIERS NON FERREUX

On ne connaît pas le rendement du béton renfermant des laitiers non ferreux possédant des propriétés pouzzolaniques utilisés en remplacement d'une partie du ciment. Baragano (4) a publié les résultats d'essais portant sur la capacité de protection contre la corrosion de l'acier d'armature, auxquels ont été soumis des mortiers. Il a observé de bons résultats dans le cas des mélanges laitier de cuivre-ciment sans ajout de chlorure de calcium comme activant.

Baragano (4) a aussi fait état de résultats d'essais portant sur la résistance aux sulfates de mortiers renfermant des mélanges laitier de cuivre-ciment portland. Les solutions agressives utilisées consistaient en des solutions sulfatées de calcium, de magnésium et de sodium ainsi qu'en eau de mer. Un ciment au laitier renfermant 35 % de laitier de cuivre s'est révélé le plus résistant, par comparaison avec du mortier de ciment portland on avec du ciment portland mélangé renfermant 35 % de pouzzolane naturelle. De même, les essais de gel-dégel effectués sur des mortiers ont indiqué une meilleure résistance dans le ciment au laitier de cuivre que dans le ciment à la pouzzolane naturelle.

8. CONCLUSION

1. Les laitiers non ferreux semblent présenter de grandes possibilités pour le remplacement d'une partie du ciment dans les remblais de mine cimentés et dans le béton.

2. Il y a lieu d'effectuer davantage de recherches afin de définir les domaines d'application ainsi que les restrictions quant à l'emploi de laitiers non ferreux.

Proposition de recherches

Un programme de recherche axé sur l'utilisation de laitiers non ferreux dans les remblais de mine cimentés et dans le béton devrait comprendre :

- l'élaboration de normes aux fins de contrôle de la qualité;
- l'élaboration d'essais aux fins de repérage des risques possibles sur la santé attribuables au lessivage des éléments nocifs;
- des essais sur la résistance du béton aux agents externes.

BIBLIOGRAPHIE

1. Atwell, J.S. "Some properties of ground granulated slag"; *Proceedings, Institute of Civil Engineers* 57:12:233-250; 1974.

2. Douglas, E. "Canadian ferrous and non and non-ferrous slags for resource and energy conservation"; *Division Report* ERP/MSL 83-61(TR); CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; pp.1; 1983.

3. Thomas, E.G. "Cemented fill practice and research at Mount Isa"; *Proceedings, of the Australian Institute of Mining and Metallurgy* 240:33-51; 1971.

4. Baragano, J.R., and Rey, P. "Estudio de una puzzolana no tradicional: escoria de cobre"; *Asland*; Division de Tecnologia y Servicio; Informe No.977:41; 1980.

5. Laneuville, J. "Portland cement-slag binders"; *Canadian Patent No.* 963482; Patent Office; Ottawa, Canada; 1975.

6. Thomas. E.G., and Cowling, R. "Pozzolanic behaviour of ground Isa Mine slag in cemented hydraulic mine fill at high slag/cement ratios"; In *Mining with Backfill*; 12th Canadian Rock Mechanics Symposium; CIM Special Volume 19; pp.129-132; 1978.

7. Higgins, L.M., and Bauer, W.H. "Utilization of lead and zinc slags in ceramic construction products"; In *Conservation and Recycling* 3:375-382; Pergamon Press, London; 1980.

8. Ovcharenko, G.I.; Gregouer, B.A.; Gorbunova, N.E.; and Mosiondz, K. "Possibility of using Cu-Ni industrial slags for the production of structural materials" (in Russian); *Stroit, Maten Poputnikh Prod. Prom-sti* 105-10; CA 92; 1978.

9. ASTM standard; C 593; 1983.

10. Douglas, E.; Malhotra, V.M.; and Emery, J.J. "Cementitious properties of non-ferrous slags from Canadian sources"; *Cement, Concrete and Aggregates*; ASTM; 7:1; Summer 1985, pp.141-14.

11. Douglas, E.; Mainwaring, P.R.; and Hemmings, R. "Pozzolanic properties of Canadian non-ferrous slags"; *Proceedings, Second International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*; April 21-25; Madrid, Spain; 1986; Editor V.M. Malhotra; ACI Special Publication SP-79, pp.1525-1550, 1986.

12. McGuire, A.J. "Falconbridge slag as a cementing agent in backfill"; In *Mining with Backfill*; 12th Canadian Rock Mechanics Symposium; CIM Special Volume 19; pp. 133-138; 1978.

13. Roy, N.N. "Method for determination of glass content in quenched slag"; Falconbridge Nickel Mines Limited Canada, Sudbury, Ontario, *Internal Report*; 1975.

14. Hooton, D. "Pelletized slag cement: autoclave reactivity"; Ph.D. thesis; McMaster University, Hamilton, Canada; p. 251; 1981.

15. Douglas, E., and Mainwaring, P.R. "Hydration and pozzolanic activity of non-ferrous slags"; *American Ceramic Society Bulletin*; 64:5: pp. 700-706; May 1985.

16. Roper, H.; Kam, F.; and Auld, G. "Characterization of a copper slag used in mine fill operations"; *Proceedings, First international Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete*; Montebello; July 31-August 5; 1983; Editor: V.M. Malhotra; pp. 1091-1109; 1983.

17. Landriault, D., Personal Communication; INCO Mines Ltd.; Sudbury, Ont.; 1983.

18. Thomas, E.G. "Minimization of contamination of mine ore by cemeted hydraulic fill"; *Proceedings, Australian Institute of Mining and Metallurgy* 251:129-132; 1974.

19. Douglas, E. "Characterization of non-ferrous slags from Canadian sources; Part I — Hydration of cementitious materials with special reference to non-ferrous slags"; *Divison Report* ERP/MSL 83-81 (LS); CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; p. 41; 1983.

20. Barsotti, C. "The evaluation of fill mining at the Ontario Division of Inco Metals"; In *Mining with Backfill*, 12th Canadian Rock Mechanics Symposium; Special Volume 19; pp. 37-41; 1978.

21. Emery, J.J. "Characterization of non-ferrous slags from Canadian sources"; *Report* on Contract No. 26SQ·23440-2-9095; Mineral Sciences Laboratories; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; pp. 23, November 1984.

22. Midgley, H.G. "The formation and phase composition of portland cement clinker"; In *The Chemistry of Cement*; Vol.1; H.F.W. Taylor, Editor; Academic Press; London, England; pp. 89-130; 1964.

23. Turriziani, R. "Aspects of the chemistry of pozzolans"; In *The Chemistry of Cements*; Vol. 2; H.F.W. Taylor; Editor; Academic Press; London, England; pp. 69-86; 1964.

24. Fournier, M., and Geoffray, J.M. "Le liant pouzzolanes-chaux"; *Bulletin Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussés*; pp. 93-70; 1978.

25. Millet, J.; Fournier, A.; and Sierra, R. "Rôle des chaux industrielles dans leur emploi avec les matériaux à caractère pouzzolanique"; *Silicates Industriels*; 41/4-5:265-252; 1976.

26. Locher, F.W. "Hydraulic properties and hydration of glasses of the system $CaO-Al_2O_3-SiO_2$"; *Proceedings, Fourth International Symposium on the Chemistry of Cement*; Washington; pp. 267-275; 1962.

27. Sersale, R. "Structure and characterization of pozzolans and of fly-ashes"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement*; IV-1/3, Paris; 1980.

28. Takemoto, K., and Uchikawa, V. "Hydration of pozzolanic cement"; *Proceedings, Seventh International Congress on the Chemistry of Cement*; IV-2/1, Paris; 1980.

29. Kam, F.S.Y. "Investigation of copper slag for use in mine fill"; Master's thesis; School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia; pp. 205; 1984.

30. Douglas, E., and Malhotra, V.M. "Non-ferrous slags from Canadian sources. Part II - Properties and strength development"; *Division Report* ERP/MSL 84-30; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; pp. 38; 1983.

31. Douglas, E.; Malhotra V.M.; and Emery, J.J. "Characterization of non-ferrous slags from Canadian sources"; *Division Report* ERP/MSL 84-36; CANMET, Energy, Mines and Resources Canada; pp. 27; 1984.

32. Stutherheim, N. "Portland blast-furnace cements: A case for separate grinding of slag"; *Proceedings, Fifth International Symposium of Chemistry of Cement*; Tokyo; pp. 270-274; 1968.

33. Thomas, E.G. "A review of cemented agents for hydraulic fill"; *Australian Institute Mining and Metallurgy Jubilee Symposium on Mine Filling*; Mount Isa; pp. 65-75; 1973.

34. Laneuville, J. "The hardening of nickel slags"; *Proceedings, Seventh International Congress Chemistry of Cement*; III-52 Paris; 1980.

PUBLICATIONS DU CANMET SUR LE BÉTON

Fly Ash in Concrete

E. E. Berry et V. M. Malhotra

Cet ouvrage présente une étude très contemporaine réalisée dans la recherche, et le développement des cendres volantes dans les bétons qui ont pris. Il contient un résumé des grandes caractéristiques, normes nationales et aux prescriptions, et de plus examinent les lacunes observées à cet égard. Ils formulent en outre des recommandations quant aux aspects de la technologie des cendres volantes sur lesquels il y a lieu d'effectuer davantage de recherches.

Progress in Concrete Technology

Ouvrage publié sous la direction de V. M. Malhotra

Au cours des deux dernières décennies, les recherches effectuées dans les laboratoires de l'État, de l'industrie et des universités se sont traduites par des progrès importants dans la technologie du béton. Mentionnons à titre d'exemple les nouveaux types de granulat léger, le béton de résine, le béton de soufre et le béton imprégné de soufre; le béton renforci de fibres; et les réducteurs d'eau ou superplastifiants très efficaces. Des progrès tout aussi remarquables ont été réalisés dans le domaine de l'évaluation du béton frais et du béton prêt-à-l'emploi.

La publication de *Progress in Concrete Technology* visait à regrouper en un seul volume les études approfondies portant sur les progrès dont il est fait mention ci-dessus. À cette fin, des autorités reconnues sur le plan international ont été invitées à présenter des documents très actuels traitant en détail de sujets déterminés.

Nondestructive Methods for Testing Concrete

V. M. Malhotra

Cette monographie porte sur les méthodes d'essai non destructif pour le béton. L'auteur aborde diverses méthodes d'essai de dureté et il traite en détail du marteau de Schmidt, dont l'utilisation repose sur le principe du rebondissement. Cet ouvrage fait aussi état d'essais d'auscultation dynamique faisant appel à la fréquence de résonance ainsi qu'à la vitesse de propagation des impulsions soniques et ultrasoniques, et l'auteur examine les diverses applications et les restrictions observées à cet égard. Une méthode d'essai radioactive au moyen d'essais de pénétration de rayons X y est aussi traitée succinctement. L'auteur explique en outre le principe de la gammagraphie et il précise certaines de ses applications.